

# **Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Leitungsführungen**

Vom Fachbereich  
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen  
der Technischen Universität Kaiserslautern  
zur Verleihung des akademischen Grades

**DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)**

genehmigte

**DISSERTATION**

von

**Dipl.-Ing. Catherina Thiele**

aus Pirmasens

Dekanin:	Prof. Dr.-Ing. G. Troeger-Weiß
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. J. Schnell
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. J. Hegger
Tag der mündlichen Prüfung:	5.11.2010

Kaiserslautern 2010

(D 386)

## **Vorwort**

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion der Technischen Universität Kaiserslautern.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell für die Betreuung und Begutachtung dieser Arbeit, das entgegengebrachte Vertrauen und die übertragenen Aufgaben im Bereich der Forschung und Lehre.

Herzlich Danken möchte ich auch Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger für die Übernahme des Koreferates.

Weiterhin danke ich Herrn Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Kurz für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Einen unverzichtbaren Beitrag zur Fertigstellung dieser Arbeit hat das kollegiale und freundschaftliche Umfeld am Fachgebiet beigetragen. Hierfür möchte ich mich bei allen Kollegen und Hiwis und dem Team des Labors für konstruktiven Ingenieurbau bedanken.

Abschließend bedanke ich mich bei meiner Familie für deren Unterstützung und Verständnis.

Catherina Thiele

**Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten ohne  
Querkraftbewehrung mit integrierten  
Leitungsführungen**

## Inhalt

<b>1</b>	<b>Motivation</b>	<b>1</b>
1.1	Allgemeines	1
1.2	Normung – Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkrafttragfähigkeit	2
1.3	Stand der Forschung	3
1.3.1	Allgemeines	3
1.3.2	Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung	4
1.3.2.1	Reineck	4
1.3.2.2	Fischer	5
1.3.2.3	Zink und König	6
1.3.2.4	Görtz	8
1.3.2.5	Rojek	10
1.3.2.6	Ehmann / Kuhlmann	12
1.3.3	Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Öffnungen	13
1.3.3.1	Hottmann und Schäfer	13
1.3.3.2	Aster	13
1.3.3.3	Twelmeier	13
1.3.3.4	Ramm	13
1.3.3.5	Mansur	14
1.3.3.6	Hegger	14
1.3.3.7	Schnellenbach	14
1.4	Fazit	15
<b>2</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen</b>	<b>16</b>
2.1	Versuchsentwurf	16
2.1.1	Schubslankheit	16
2.1.2	Längsbewehrungsgrad	16
2.1.3	Balkenbreite	16
2.1.4	Prinzipieller Versuchsaufbau	18
2.2	Versuchsprogramm	19
2.2.1	Durchgeführte Versuche	19
2.2.2	Versuchsreihen 1 und 2	19
2.2.2.1	Versuchsparameter Versuchsreihe 1	20
2.2.2.2	Versuchsparameter Versuchsreihe 2	21
2.2.3	Versuchsreihe 3	21
<b>3</b>	<b>Baustoffe</b>	<b>24</b>
3.1	Beton	24
3.1.1	Allgemeines	24



3.1.2	Versuchsserie 1	24
3.1.3	Versuchsreihe 2	25
3.1.4	Versuchsreihe 3	26
3.1.4.1	Rechteckige Öffnungen, Lage der Öffnung im Bauteil, Gruppenanordnung	26
3.1.4.2	Öffnungen im Momentennullpunkt	26
3.1.4.3	Zusatzbeanspruchung durch zentrische Zugkraft	28
3.1.4.4	Nachträglich ergänzte Querschnitte - Ortbetoneingängung	29
3.2	Betonstahl	29
<b>4</b>	<b>Versuchsbeschreibung</b>	<b>31</b>
4.1	Versuchsreihe 1 und 2	31
4.1.1	Versuchsaufbau	31
4.1.2	Messtechnik	31
4.1.3	Versuchsdurchführung	33
4.2	Versuchsreihe 3	33
4.2.1	Allgemeines	33
4.2.2	Versuche mit Öffnungen im Momentennullpunkt	33
4.2.3	Versuche an Elementplatten mit nachträglich ergänztem Ortbetonquerschnitt	34
4.2.4	Versuche mit zusätzlicher Zugnormalkraft	37
<b>5</b>	<b>Versuchsauswertungen</b>	<b>38</b>
5.1	Versuchsreihe 1 und 2	38
5.1.1	„Versagen“	38
5.1.2	Messergebnisse	39
5.1.3	Fotogrammetrie	43
5.1.4	Zusammenstellung der erreichten Traglasten	45
5.2	Versuchsreihe 3	49
5.2.1	Lage der Öffnung in Bauteillängsrichtung	49
5.2.2	Versuche mit zentrischer Zugkraft	50
5.2.3	Rechteckige Öffnungen	53
5.2.4	Öffnungsabstand bei mehreren Öffnungen	54
5.2.5	Öffnungen im Momentennullpunkt	55
5.2.6	Versuche an Elementdecken	57
<b>6</b>	<b>Parameterstudien</b>	<b>58</b>
6.1	FE-Programm ATENA	58
6.1.1	Allgemeines	58
6.1.2	Werkstoffgesetz für Beton	58
6.1.3	Werkstoffgesetze zur Abbildung der Bewehrung	60

6.1.4	Das Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrung	60
6.2	Parameterstudien	61
6.2.1	Einzelöffnungen	61
6.2.2	Lage der Öffnung in Tragrichtung	62
6.2.3	Öffnungsabstand	63
6.2.4	Rechteckige Öffnungen	64
<b>7</b>	<b>Tragverhalten von durch Öffnungen geschwächten Stahlbetonquerschnitten ohne Querkraftbewehrung</b>	<b>67</b>
7.1	Lastabtrag im ungerissenen Zustand	67
7.2	Versagensablauf	71
7.3	Vergleich von rechteckigen und runden Öffnungen	73
7.4	Öffnungen im Momentennullpunkt	75
7.5	Bezug zu den aus der Literatur bekannten Querkrafttheorien	79
<b>8</b>	<b>Weiterführende Untersuchungen</b>	<b>83</b>
8.1	Kleine Öffnungen ( $d_o/d < 0,2$ )	83
8.2	Versuche mit Querkraftbewehrung	84
8.3	Dauerstandfestigkeit unter Zugbeanspruchungen	85
8.4	Untersuchungen an Fugenblechen	86
<b>9</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>87</b>
<b>10</b>	<b>Literatur</b>	<b>89</b>
<b>11</b>	<b>Anhang</b>	<b>92</b>
11.1	Darstellung der Bruchbilder	92
11.2	Versuchsreihe 1 und 2	92
11.2.1	Referenzversuche	92
11.2.2	Versuche mit Einzelöffnungen	94
11.2.3	Erste Tastversuche mit zwei Öffnungen	100
11.2.4	Versuche mit zentrischer Zugkraft	101
11.2.5	Versuche mit Momentennullpunkt	103
11.2.6	Versuche mit Variation der Lage der Öffnung in Bauteillängsrichtung	104
11.3	Versuchsreihe 3	106
11.3.1	Referenzversuche	106
11.3.2	Versuche mit Gruppenanordnungen von Öffnungen	106
11.3.3	Rechteckige Öffnungen	107
11.3.4	Versuchsreihe mit Zusatzbewehrung	109

## **Zusammenfassung**

In der vorliegenden Arbeit wird das Querkrafttragverhalten von einachsig gespannten Stahlbetondecken mit integrierten Leitungsführungen untersucht.

Anhand zahlreicher Traglastversuche an Deckenstreifen mit unterschiedlicher Öffnungsgeometrie, -lage und -gruppierung sowie variierender Deckendicken konnte die Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit experimentell nachgewiesen werden.

Die Versuche wurden mit einem zweidimensionalen FE-Modell, welches an Hand der experimentellen Ergebnisse kalibriert wurde, nachgebildet. Anschließend wurde mit Hilfe des Modells eine Parameteruntersuchung durchgeführt, worin die Parameter Plattendicke, Öffnungsdurchmesser und Lage der Öffnung im Querschnitt variiert wurden.

Die Ergebnisse der experimentellen und rechnerischen Untersuchungen dienten zur Definition eines Abminderungsfaktors, der die Reduktion der Querkrafttragfähigkeit infolge der Öffnungen im Deckenquerschnitt beschreibt.

Mit dem im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Modell konnten die Grundlagen für eine ingenieurmäßige Querkraftbemessung von Stahlbetondecken mit integrierter Leitungsführung geschaffen werden.

## **Abstract**

The reduction of the shear load capacity of the examined specimen was verified on the basis of numerous bearing load tests by varying opening diameter, position of openings and grouping of openings as well as structural depth.

The performed load carrying tests were recalculated using a two dimensional finite element model which was calibrated on the experimental results.

Using this FE-model a parameter study (sensitivity analysis) was carried out by varying the parameters slab thickness, diameter of openings and position of opening.

Due to the results of the experimental and analytical investigations a factor was defined which describes the reduction of the shear load carrying capacity subjected to the examined parameters.

The equation for the shear load carrying capacity of concrete structures without shear reinforcement according to DIN 1045-1 was extended by this factor for the consideration of openings.

Within the scope of the present investigations a design concept was developed and conclusive application rules were proposed for concrete slabs with integrated ducts and no shear reinforcement.

## Bezeichnungen

a	Abstand der Lasteinleitung zum Auflager
b	Querschnittsbreite
b <sub>w</sub>	Stegbreite oder Deckenbreite
b <sub>n</sub>	Nettoquerschnittsbreite
b <sub>o</sub>	Breite einer rechteckigen Öffnung
c <sub>d</sub>	Vorfaktor in Gleichung (70) für die Querkrafttragfähigkeit nach <i>DIN 1045-1</i> im Grenzzustand der Tragfähigkeit
c <sub>m</sub>	Vorfaktor in Gleichung (70) für die Querkrafttragfähigkeit nach <i>DIN 1045-1</i> auf Mittelwertniveau
d	Statische Höhe
d <sub>∅</sub>	Durchmesser einer runden Öffnung
d <sub>o</sub>	Höhe einer rechteckigen Öffnung
d <sub>k</sub>	Durchmesser des Sandkreises beim Sandflächenverfahren nach <i>Kaufmann</i>
d <sub>s</sub>	Stabdurchmesser der Bewehrung
f	Abstand der linken Öffnungskante bei rechteckigen Öffnungen von der Lagerachse
f <sub>ctm</sub>	mittlere Betonzugfestigkeit
f <sub>ck</sub>	charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit
k <sub>x</sub>	auf die statische Höhe bezogene Druckzonenhöhe
k <sub>∅</sub>	Abminderungsfaktor für runde Öffnungen
k <sub>□</sub>	Abminderungsfaktor für rechteckige Öffnungen
l <sub>a</sub>	Achsabstand der Öffnung von der Lagerachse
l <sub>ch</sub>	Länge der Bruchprozesszone nach <i>Hillerborg 1976</i>
l	Länge
l <sub>i</sub>	Abstand des Punktes i des Versuchskörpers vom linken Auflager
l <sub>ges</sub>	Gesamtlänge des Versuchskörpers
s	Achsabstand bei runden Öffnungen

$A_{sl}$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung
$E_s$	E-Modul - Stahl
$E_c$	E-Modul – Beton
$F$	Last
$F_{Referenz}$	Traglast der Referenzversuche
$F_u$	Traglast im Versuch
$G_f$	Bruchenergie zur vollständigen Öffnung des Einzelrisses
$\Delta l$	Längenänderung
$R_t$	Rauigkeitsparameter nach dem Sandflächenverfahren.
$V$	Volumen des Sandes beim Sandflächenverfahren
$V_{Rd,ct}$	Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach <i>DIN 1045-1</i>
$V_{Rm,ct}$	Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach <i>DIN 1045-1</i> auf Mittelwertniveau
$V_{d,cr}$	Tragfähigkeit des Einzeldübels
$V_{sr}$	Querkrafttragfähigkeit nach Zink
$V_0$	aufnehmbare Querkraft in der Druckzone
$\alpha$	Verhältniswert des Betonstahl E-Modul zum Beton E - Modul
$\beta_s$	Würfeldruckfestigkeit (200 mm Kantenlänge)
$\gamma_c$	Sicherheitsbeiwert für Beton
$\kappa$	Maßstabsfaktor
$\eta_1$	Faktor zur Berücksichtigung von Leichtbeton
$\rho_l$	Längsbewehrungsgrad
$\sigma_{cd}$	auf den Querschnitt einwirkende Längsspannung
$\tau_{xy}$	Schubspannungen

# 1 Motivation

## 1.1 Allgemeines

Immer häufiger werden Stahlbetondecken nicht nur als tragende Bauteile in Anspruch genommen, sondern zusätzlich auch als Installationsraum genutzt. Es werden beispielsweise luft- oder wasserführende Rohre in Decken einbetoniert, die je nach Bedarf zur Kühlung oder Erwärmung der angrenzenden Räume vorgesehen werden. Diese Systeme machen sich die hohe Wärmespeicherkapazität von Beton zunutze.

In zunehmendem Maße werden wegen des Wegfalls abgehängter Decken Leerrohre für z. B. Elektroleitungen in den Massivdecken verlegt.

Bisher existieren weder konstruktive Regeln zur Anordnung von Rohren noch Bemessungsregeln für die Querkrafttragfähigkeit im Bereich der Öffnungen.

Dies führt regelmäßig zu Problemen wie Betonierfehlern und Tragfähigkeitsverlusten. Besonders kritische Stellen im Tragwerk sind dabei Bereiche mit enger Leitungsführung wie z. B. Bereiche mit Leitungskonzentrationen im Anschluss an Schächte. Oft wird auch die traglastmindernde Wirkung einzelner Öffnungen nicht beachtet.



Bild 1-1: Diverse Leitungsführungen in einer Stahlbetondecke

Ziel dieser Arbeit ist die Definition von konstruktiven Regeln für Leitungsführungen in Stahlbetondecken bezüglich des minimalen Abstandes der Öffnungen untereinander, der Lage der Öffnung in Bauteillängsrichtung und der Höhenlage der Öffnung im Querschnitt.

Weiteres Ziel ist die Ermittlung und Beschreibung des Widerstandswertes für die Querkrafttragfähigkeit von durch Öffnungen geschwächten Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung.

Dabei sollen die folgenden Parameter Beachtung finden:

- ☐ Höhenlage der Öffnung im Bauteil,
- ☐ Verhältnis von Öffnungshöhe bzw. Öffnungsdurchmesser zur Statischen Höhe,
- ☐ Lage der Öffnung in Bauteillängsrichtung.

Anhand weiterer Versuche soll geklärt werden, ob die Anordnung von Öffnungen im Momentennullpunkt eine zusätzliche Traglastabminderung verursacht.

Weiterhin soll die Gruppenanordnung von Öffnungen untersucht und Mindestabstände der Öffnungen untereinander definiert werden.

Auch der Einfluss einer zusätzlichen Beanspruchung durch eine zentrische Zugkraft und der Einfluss von Öffnungen bei nachträglich ergänzten Querschnitten soll in weiteren Versuchsreihen geklärt werden.

Auf Grundlage der Untersuchungsergebnisse sollen Hilfsmittel zur Tragwerksplanung in Form von Bemessungsdiagrammen und Formeln zur Verfügung gestellt werden, sodass zum einen auf eine „vorsichtshalber“ eingelegte Zusatzbewehrung verzichtet werden kann, aber zum anderen auch eine Sensibilisierung im Umgang mit geschwächten Deckenquerschnitten erfolgt.

## 1.2 Normung – Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkrafttragfähigkeit

Die Grundlage für die rechnerische Querkrafttragfähigkeit für Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach *DIN 1045-1* bildet der empirische Produktansatz gemäß Model Code 90.

$$V_{Rd,ct} = \left[ 0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (1.1)$$

mit:

- Vorfaktor  $c_d = 0,10$

Versuchsauswertungen mit verschiedenen statistischen Verfahren ergaben auf charakteristischem Niveau einen Vorfaktor  $c_k$  von etwa 0,14 und auf Niveau des Mittelwertes etwa den Faktor  $c_m = 0,2$  (*Forschungsvorhaben 1999*). Teilt man diesen Vorfaktor durch den Teilsicherheitsbeiwert von Beton  $\gamma_c = 1,5$ , folgt der Bemessungswert von  $c_d = 0,14/1,5 = 0,093$ . Auf Grundlage der Ergebnisse in dem oben genannten *Forschungsvorhaben 1999* wurde der Vorfaktor  $c_d$ , in Hinblick auf mögliche Schnittgrößenumlagerungen, die in Experimenten auf Grund der statisch bestimmten Lagerung nicht vorhanden waren, zu 0,10 festgelegt.



- Maßstabsfaktor  $\kappa$

$$\kappa = 1 + \sqrt{200/d}$$

- Faktor zur Berücksichtigung der Tragwirkung der ungerissenen Druckzone und des Längsbewehrungsgrads  $(100 \cdot \rho_l)^{\frac{1}{3}}$

$$\text{mit } \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

- Einfluss der Betonzugfestigkeit  $f_{ck}^{\frac{1}{3}}$
- Wirkung einer Längsspannung  $(-0,12 \cdot \sigma_{cd})$

In *DIN 1045-1* sind keine Hinweise zur Berücksichtigung von Querschnittsschwächungen durch integrierte Leitungen enthalten.

### 1.3 Stand der Forschung

#### 1.3.1 Allgemeines

Als die klassischen Tragmodelle für Stahlbetonplatten beschreibt u. a. Muttoni in *Muttoni 2003* das so genannte Bogen-Zugband und das Sprengwerkmodell. Sie sind dadurch gekennzeichnet, dass alle Knotenbereiche und Betonstreben nur auf Druck beansprucht werden.

Nur bei gedrunghenen Balken kann allerdings dieser direkte Lastabtrag über ein Sprengwerk oder Bogen- Zugband – Modell beobachtet werden. Bei größeren Schlankheiten müssen weitere Tragmechanismen aktiviert werden.

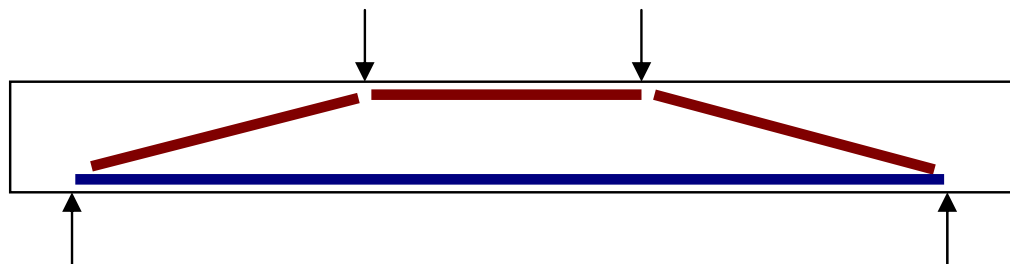


Abbildung 1-1: Sprengwerkmodell

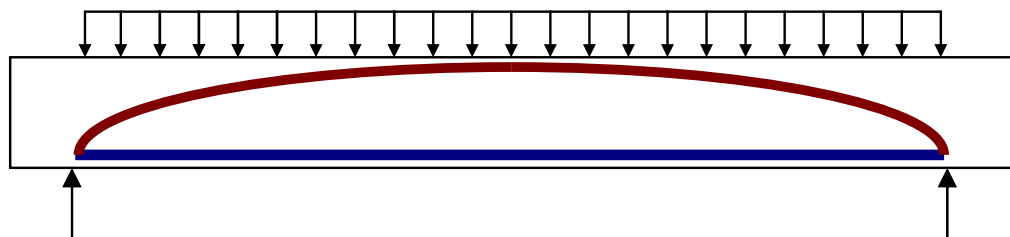


Abbildung 1-2: Bogen –Zugband Modell

Entscheidenden Anteil am Querkraftabtrag haben die Tragmechanismen Rissreibung, Dübelwirkung und Querkraftabtrag über die Betondruckzone. Die Querkraftabtragung mit den zuvor genannten Tragmechanismen aktiviert jeweils die Betonzugfestigkeit.

Das sich tatsächlich einstellende Tragverhalten setzt sich aus einer Kombination der genannten Querkrafttragmechanismen in Verbindung mit dem Bogen- bzw. Sprengwerkmodell zusammen.

Unklar ist jedoch, welchen Anteil die Sprengwerk- bzw. Bogentragwirkung zum Gesamtlastabtrag beisteuert. Auch die Verteilung der Querkraft auf die zusätzlichen Tragmechanismen ist noch nicht endgültig geklärt.

Im Folgenden werden verschiedene Arbeiten zum Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen ohne Querkraftbewehrung mit den oben genannten Tragmechanismen beschrieben. Die vorgestellten Arbeiten werden in Kapitel 7.5 diskutiert und mit den in dieser Arbeit erzielten Ergebnissen verglichen.

Vorliegende Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen mit Öffnungen beschäftigen sich fast ausschließlich mit Öffnungen in Stegen von Unterzügen und Plattenbalken.

Soweit röhrenartige Aussparungen in Decken untersucht wurden, handelt es sich entweder um große Durchmesser in kreuzweise gespannten Ortbetondecken mit Hohlkörpern, die aufwändige Zulagebewehrungen erfordern oder um einachsige gespannte Hohlkörperdecken, die als Fertigteile die Lasten überwiegend parallel zu den Hohlräumen abtragen. Die Arbeiten zu dieser Thematik werden in Kapitel 1.3.3 kurz vorgestellt.

### **1.3.2 Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung**

#### **1.3.2.1 Reineck**

Reineck beschreibt z. B. in *Reineck 1990*, *Reineck 1991a* und *Reineck 1991b* eine Weiterentwicklung eines Zahnmodells mit diskreten Rissen. Dabei sind folgende Tragmechanismen am Querkraftabtrag beteiligt:

- ☐ Einspannung des Zahns in die Druckzone,
- ☐ Dübelwirkung der Längsbewehrung,
- ☐ Rissreibung (Kornverzahnung der Rissufer).

Reineck merkt an, dass dabei die Rissreibung den größten Anteil hat.

Der Betonzahn ist das Betonelement zwischen den Biegerissen und stellt die Verbindung zwischen Zug- und Druckgurt dar.

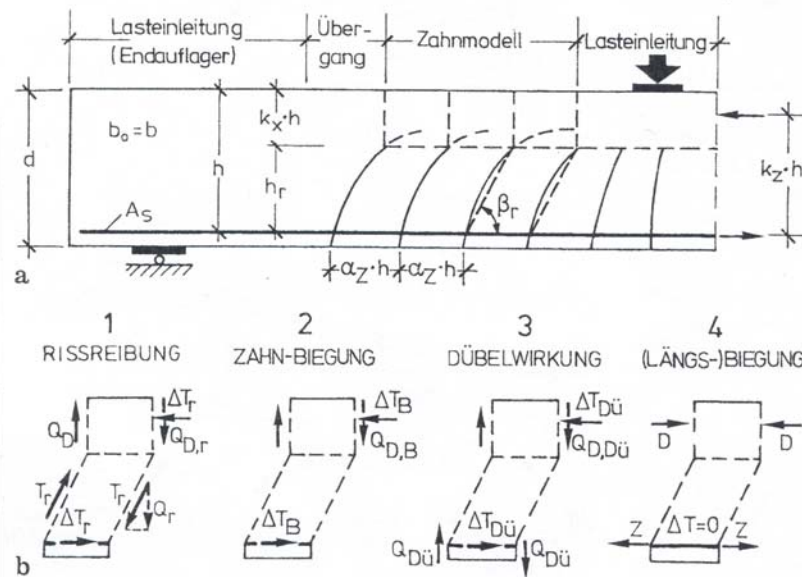


Abbildung 1-3: Modell nach Reineck mit den einzelnen Zahntragwirkungen [Reineck 1991a],  
Bezeichnungen nach Reineck 1991a

Reineck beschreibt das Querkraftversagen ausgehend von einem Biegeriss. Der Riss schreitet langsam in die Druckzone fort, was den Ausfall der Biegeeingspannung des Zahns in den Druckgurt zur Folge hat. Das Versagen dieser Biegeeingspannung tritt weit unterhalb der Bruchlast auf. Fällt die Einspannung des Zahns aus und verdreht sich somit der Zahn, wird vor allem die Rissreibung in der Zugzone aktiviert. Die Rissreibung kann jedoch nur Kräfte übertragen, wenn genügend große Gleitungen der Rissufer auftreten. Im nahe der Druckzone gelegenen Rissbereich sind die Rissbreiten und Gleitungen klein. In dieser Zone können Zugspannungen in der Rissprozesszone bis zu einer Rissbreite von ca. 0,15 mm übertragen werden.

Erst wenn die Traganteile der Zugzone ausfallen (Dübelwirkung und Rissreibung) kommt es nach Reineck zu einem Ausdehnen des Querkraftrisses in die Druckzone und somit zu einem Bauteilversagen.

### 1.3.2.2 Fischer

Fischer beschreibt in Fischer 1977 den Ausfall der Verdübelungswirkung als entscheidendes Versagenskriterium schubslanker Balken. Erst mit der Öffnung des Horizontalrisses entlang der Bewehrung (Schubriss) kann sich auch der Schrägriss so weit öffnen, dass keine Spannungen mehr übertragen werden können. Der Ausfall der Dübelwirkung kann nicht kompensiert werden und der Riss wächst instabil entlang der Längsbewehrung gleichzeitig zur Lasteinleitung hin.

Mit Hilfe von mit der FE-Methode nachgebildeten konkreten Rissen, konnte Fischer diesen Versagensmechanismus bestätigen.

### 1.3.2.3 Zink und König

In Forschungsarbeiten von König und Zink (*König 1999, Zink 2000*) wurde das Biegeschubversagen schlanker Stahlbetonbauteile untersucht. Zink beginnt die Beschreibung der Schubtragfähigkeit ausgehend vom Schubtraganteil der Biegedruckzone, welche einen maßgebenden Teil der Schubtragfähigkeit unverbügelter Stahlbetonbauteile übernimmt. Geht man von einer parabelförmigen Schubspannungsverteilung in der Druckzone aus, so ergibt sich für die aufnehmbare Querkraft:

$$V_0 = \int_0^{k_x \cdot d} \int_0^{b_w} \tau_{xz}(z) dy dz = \frac{2}{3} b_w \cdot k_x d \cdot f_{ct} \quad (1.2)$$

mit:  $b_w$  = Querschnittsbreite  
 $k_x$  = auf die statische Höhe bezogene Druckzonenhöhe  
 $d$  = statische Höhe  
 $f_{ct}$  = Betonzugfestigkeit

Dieser Ansatz nach Gleichung 1.2 erfasst noch keinerlei Schubtragwirkungen wie Rissverzahnung, Dübelwirkung und Vergrößerung der Biegedruckzonen durch Mittragen des Betons in der Zugzone und beschreibt somit eine untere Schranke für die Querkrafttragfähigkeit.

Die Druckzonenhöhe als maßgeblicher Parameter für die Querkrafttragfähigkeit kann nach Zink in Bereichen, in denen die Biegetragfähigkeit noch nicht erreicht ist, nach folgender Gleichung bestimmt werden:

$$k_x \approx 0,78 \cdot \sqrt[3]{\rho_l \cdot \alpha} \quad (1.3)$$

$$\rho_l \cdot \alpha = \frac{A_{sl}}{b \cdot d} \cdot \frac{E_s}{E_c}$$

mit:  $\rho_l$  = Längsbewehrungsgrad  
 $A_{sl}$  = Bewehrungsquerschnitt  
 $E_s$  = E-Modul - Stahl  
 $E_c$  = E-Modul - Beton

Eine zusätzliche Steigerung der Querkrafttragfähigkeit wird durch die folgenden Nebentragwirkungen erreicht:

- **Mitwirkung des Betons in der Zugzone**

Die Mitwirkung des Betons in der Zugzone führt zu einer erhöhten Zugbandsteifigkeit, was wiederum zu einer größeren Druckzonenhöhe führt. Die Mitwirkung des Betons in der Zugzone wird mit wachsender Stahlzugkraft abgebaut, deshalb kann dieser Effekt nur bei kleinen Schubslankheiten eine Rolle spielen.

- **Querkraftabtrag in der Bruchprozesszone**

In der Bruchprozesszone (Bereich, in dem gerade ein Riss entsteht) eines Risses werden Zugspannungen übertragen. Die Bruchprozesszone hat eine definierte Länge und ist von der Bauteilabmessung unabhängig. Daraus ergibt sich ein deutlicher Maßstabseffekt. Die Vertikalkomponente der in der Bruchprozesszone übertragenen Zugspannungen liefert einen Beitrag zur Querkraftabtragung.

Die Länge der Bruchprozesszone beträgt nach *Hillerborg 1976*:

$$l_{ch} = \frac{E_c \cdot G_f}{f_{ct}^2} \quad (1.4)$$

mit:  $G_f$  = Bruchenergie zur vollständigen Öffnung des Einzelrisses

Die Länge der Bruchprozesszone ist die Länge im ungeschädigten Beton beiderseits einer Rissebene, in der bei Erreichen der Zugfestigkeit genau die elastische Energie gespeichert ist, die als Bruchenergie  $G_f$  zur vollständigen Öffnung des Einzelrisses notwendig ist.

- **Dübeltragfähigkeit der Längsbewehrung**

Die Dübeltragfähigkeit ist abhängig von der Zugfestigkeit des Betons, vom Stabdurchmesser und der zwischen den Bewehrungsstäben verbleibenden Nettobreite. Sowohl Versuche als auch numerische Modelle zeigen, dass der Dübel während des Schubversagens ausfällt. Die Tragfähigkeit des Einzeldübels kann nach folgender Gleichung bestimmt werden:

$$V_{d,cr} = 7,6 \cdot b_n \cdot d_{sl} \cdot \sqrt[3]{\beta_w} \quad (1.5)$$

mit:  $b_n$  = Nettoquerschnittsbreite

$d_{sl}$  = Stabdurchmesser der Längsbewehrung

$\beta_w$  = Würfeldruckfestigkeit des Betons (200 mm Kantenlänge) hier in [kp/cm<sup>2</sup>]

Durch Einführung einer Bezugslänge von 172 mm zur Anpassung an die heute gebräuchlichen Einheiten, kann die Länge der Rissprozesszone (Gl. 1.4) in die Berechnung der Dübeltragwirkung integriert werden:

$$V_{d,cr} = b_n \cdot d_s \cdot \frac{l_{ch}}{172 \text{ mm}} \cdot f_{ctm} \quad (1.6)$$

mit:  $f_{ctm}$  = zentrische Betonzugfestigkeit

Ob und wie die Dübeltragfähigkeit zur Steigerung der Querkrafttragfähigkeit beiträgt, ist vom Lastniveau bei Aktivierung des Dübels abhängig.

Wird der Dübel ausgelöst, wenn der maßgebende Schubriss schon in die Druckzone einschneidet, setzt sich die Dübeltraglast vor dem dazugehörigen Biegeriss auf das Zugband ab. Verbunden mit der Aktivierung des Dübels kommt es dann zu einem weiteren Vordringen der schiefen Biegerisse in die Druckzone. Die Belastung des Dübels verringert die Druckzonenhöhe und damit deren Querkrafttraganteil. Die

Addition der Traganteile (Dübelwirkung und Lastabtrag durch die Druckzone) ist nicht möglich. Weiterhin wird eine Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen durch Aktivierung des Dübels ausgeschaltet. Die Aktivierung des Dübels kann also nur zu einem Bruchteil der Dübeltraglast zur Laststeigerung beitragen.

Zink erfasst diese Nebentragwirkungen durch Erweiterung der Gleichung für die Tragfähigkeit der Betondruckzone:

$$V_{sr} = \frac{2}{3} \cdot b_w \cdot k_x \cdot d \cdot f_{ct} \cdot \left( \frac{4 \cdot d}{a} \right)^{1/4} \cdot \left( \frac{5 \cdot l_{ch}}{d} \right)^{1/4} \quad (1.7)$$

Als Parameter für zur Berücksichtigung des Entfestungsverhaltens wird das Verhältnis  $l_{ch}/d$  eingeführt. Der Einfluss des Tension Stiffening wird über die Schubschankheit  $a/d$  erfasst.

Verschiedene Versuchsnachrechnungen ergaben gute Übereinstimmungen mit den nach Gleichung 1.9 rechnerisch ermittelten Traglasten. Dies wird auch in *Graubner 2008* bestätigt.

#### 1.3.2.4 Görtz

Um den Rissverlauf des Versagensrisses bei Querkraftversagen näher beschreiben zu können, wurden von Görtz in *Görtz 2004* Rissbilder aus der zur Verfügung stehenden Literatur ausgewertet.

Dabei wurde die stabile Rissbildung durch die in Abbildung 1-4 dargestellten Rissabschnitte zwischen den Punkten A, B und C unterteilt. Ausgehend von einem Biegeriss, der sich in von Punkt A senkrecht nach oben ausbreitet, entwickelt sich ein in Punkt B abknickender Querkraftriss. Der Riss wandert weiter in Richtung der Druckzone bis er auf Höhe der Nulllinie des Querschnitts in Punkt C nochmals abknickt und von dort nahezu geradlinig Richtung Lasteinleitung verläuft. Mit dem Beginn des instabilen Risswachstums setzt sich der Riss in der Druckzone in Richtung der Lasteinleitung (Punkt E) und in der Zugzone Richtung Längsbewehrung (Punkt D) fort. Schließlich öffnet sich auch der Dübelriss, der bis zum Auflager (Punkt F) reichen kann.

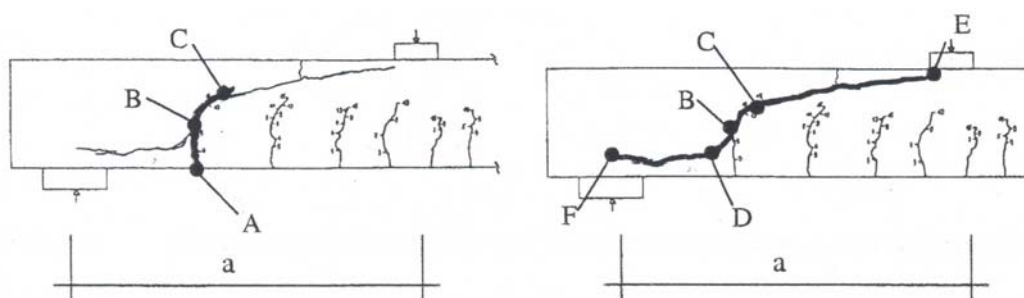


Abbildung 1-4: Charakteristische Punkte des Versagensrisses bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung. Links: Vor der instabilen Rissbildung. Rechts: Nach der instabilen Rissbildung

Die folgenden Gesetzmäßigkeiten wurden beschrieben:

- Der Rissbeginn (Punkt A) beginnt etwa in der Mitte des Schubfeldes, wobei der Abstand zwischen Auflager und Rissbeginn zwischen  $0,3 a$  und  $0,6 a$  schwankt.
- Die vertikale Lage des Punktes B liegt in einem Abstand von etwa  $0,2 d$  bis  $0,55 d$  von der Bewehrungsachse aus gemessen.
- Punkt C liegt etwa auf der Höhe der am gerissenen System bestimmten Nulllinie. Der horizontale Abstand der Punkte B und C nimmt mit steigender Druckzonenhöhe ab.

Görtz entwickelt ausgehend von der Rissgeometrie eine Formel zur Berechnung der Querkrafttragfähigkeit, die sich aus den Traganteilen der ungerissenen Betondruckzone, der Rissreibungskräfte und der Dübelkräfte zusammensetzt.

Die Auswertung der mit diesem Modell ermittelten Bruchlasten liegen zum Teil weit über den experimentell ermittelten Werten.

Görtz baut seine Untersuchungen auf die Rissgeometrie des Versagensrisses auf. Die von ihm gefundenen Gesetzmäßigkeiten des Versagensrisses können auch an den Versuchskörpern mit Öffnungen beobachtet werden. Bei Versuchskörpern mit Öffnungen kann es allerdings im Gegensatz zu dem von Görtz beschriebenen Risswachstum, zu einer Rissentwicklung ausgehend von der Öffnung kommen. Görtz geht immer von einer Rissentstehung ausgehend von einem Biegeriss aus.

### 1.3.2.5 Rojek

Rojek beschreibt in *Rojek 2003* das Querkraftversagen von Stahlbetonbalken ohne Stegbewehrung. Rojek leitet aus den an Versuchsträger beobachteten Rissen ein Tragmodell ab. Er unterteilt den Versagensverlauf in nacheinander folgende Zustände.

Der Zustand I entspricht dabei dem ungerissenen Stahlbetonquerschnitt.

Im Zustand II. 1 entstehen erste Biegerisse in der Zugzone senkrecht zum gezogenen Bauteilrand. Die Zustände II.2 – II.5 beschreiben die Entwicklung des zum Versagen führenden, kritischen Stegrisses. Diese Entwicklung begründet Rojek mit der Umlenkung der Stegzugspannungen um die entstandenen Biegerisse bzw. um die geneigten Querkraftrisse. Im Zustand II.3 kann der kritische Stegriss bereits das benachbarte Rissfeld überbrücken.

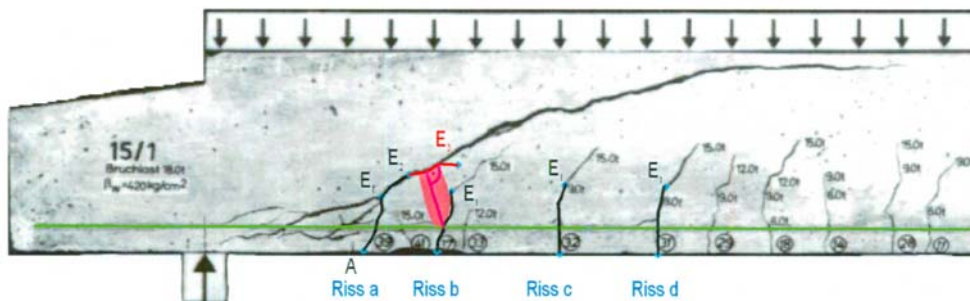


Abbildung 1-5: Zustand II.3 (*Rojek 2003*)

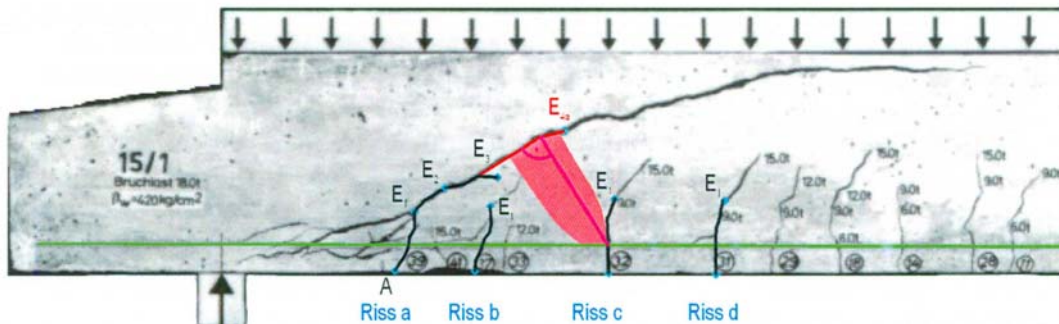


Abbildung 1-6: Zustand II.4 (*Rojek 2003*)

Im Zustand II.4 verläuft nun die Zugstrebe nicht mehr zum Schnittpunkt des benachbarten Biegerisses mit der Bewehrungslage sondern zum übernächsten Biegeriss. Je nach dem Verhältnis der Biegerissabstände zur Bauteilhöhe kann sich der kritische Riss noch über weitere Rissfelder fortentwickeln. Der Verlauf des kritischen Risses wird stetig flacher.

Der Stegbereich unterhalb des kritischen Risses verliert immer mehr den Kraftschluss mit dem oberhalb des Stegrisses liegenden Druckgurt bis die beiden Bereiche im Zustand II.6 (Abbildung 1-8) komplett voneinander getrennt werden. Der verbleibende Stegbereich bildet mit dem Zuggurt ein Subsystem (Biegebalken mit ver-



änderlicher Höhe), das über den auflagnahen Bereich des Versuchsträgers mit dem Restquerschnitt über dem kritischen Riss verbunden ist. Die Auflagerkräfte des Subsystems werden hinter dem kritischen Riss hochgehängt und in das vorhandene Auflager abgetragen. Die Lastanteile oberhalb des kritischen Stegrisses werden durch ein kombiniertes Bogen- Sprengwerksystem zum Auflager abgetragen.

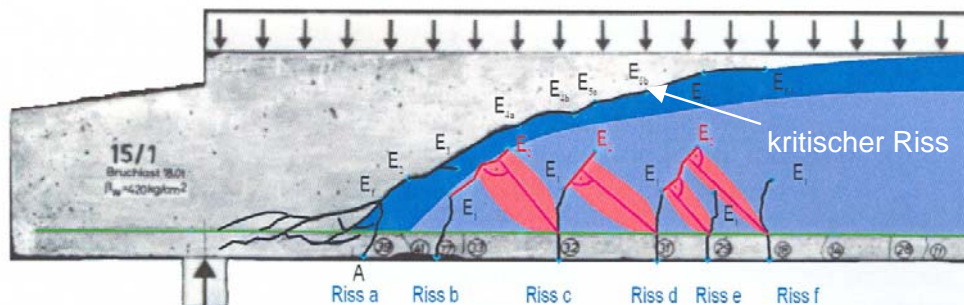


Abbildung 1-7: Zustand II.6 (Rojek 2003)

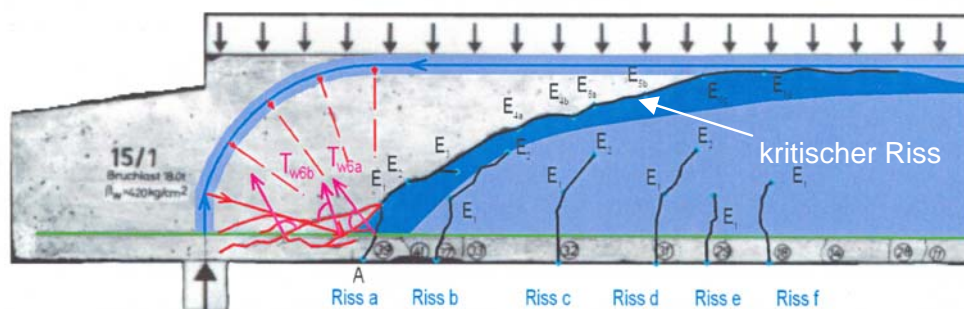


Abbildung 1-8: Zustand II.6 (Rojek 2003)

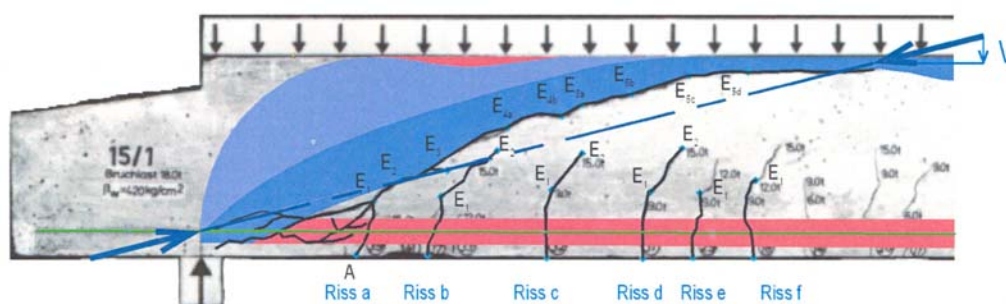


Abbildung 1-9: Zustand II.7 (Rojek 2003)

Das Hochhängen der Auflagerkräfte des Subsystems verursacht beginnend vom Schnittpunkt des kritischen Risses mit der Längsbewehrung ein sukzessives Fortschreiten der Risse auf Höhe der Längsbewehrung.

Sobald vom Subsystem keine Kräfte mehr abgegeben werden können, steht nur noch der Bereich zwischen dem kritischen Stegriss und dem gedrückten Querschnittsrand zum Lastabtrag zur Verfügung. Diesen Zustand nennt Rojek Zustand II.7 (Abbildung 1-9). Die Lastabtragung erfolgt ausschließlich über ein Spreng-

werk, dessen Druckgurt nur noch oberhalb des kritischen Risses verlaufen kann. Wenn die Druckstrebe versagt, kommt es zum endgültigen Versagen des Bauteils.

Weist der Stegriss eine ausgeprägte Krümmung auf, ist die auf die geneigte Druckstrebe einwirkende Exzentrizität besonders groß. Dadurch können an der Oberseite der ursprünglichen Druckzone so große Biegezugspannungen entstehen, dass sich auch hier Risse bilden.

Bisher können von Rojek keine einheitlichen Bemessungsvorschläge gemacht werden, da sich sein Bemessungsverfahren stark am entstehenden Rissbild orientiert und diese zu unterschiedlich sind um allgemeingültige Aussagen zu treffen.

### 1.3.2.6 Ehmann / Kuhlmann

Ehmann untersucht in *Ehmann 2003* das Querkrafttragverhalten von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung unter Zugnormalkraft. Er baut sein Bemessungsmodell auf den Untersuchungen von Zararis und Papadakis (*Zararis 2001*) auf. Sie beschreiben das Querkraftversagen als Spaltbruch eines gedachten Zylinders, der in der Druckkraftresultierenden des Trägers liegt.

Der kritische Riss wird in zwei Bereiche aufgeteilt. Die Annahme, dass sich der erste Ast des Risses durch Rotation um die Risspitze (Punkt P) öffnet und die Rissöffnung deshalb senkrecht zur Rissrichtung geschieht, lässt Zararis und Papadakis schließen, dass weder eine Rissverzahnungskraft noch eine Dübelwirkung der Längsbewehrung aktiviert werden. Die Längsbewehrung überträgt eine geringe Schubkraft in Folge einer reinen Schubverformung des Bewehrungsstahles.

Ist der erste Schubriss bis zur gedachten Achse der resultierenden Druckkraft fortgeschritten, entsteht der zweite Ast des kritischen Risses exakt auf dieser Achse.

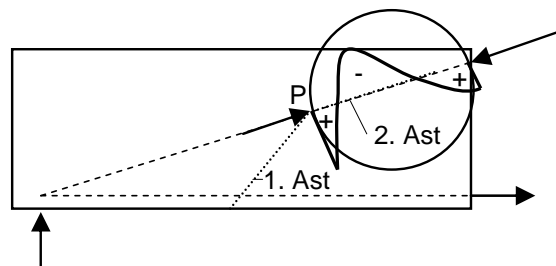


Abbildung 1-10: Modell von Zararis und Papadakis (*Zararis 2001*)

Das endgültige Versagen tritt dann durch einen Spaltbruch des gedachten Zylinders auf.

Ehmann erweitert das beschriebene Modell um eine Zugnormalkraft und bestätigt die in DIN 1045-1 (11/2001) angegebene Bemessungsgleichung für Zugnormalspannungen kleiner  $1,85 \text{ N/mm}^2$ . Die Einschränkung auf Normalzugspannungen kleiner als  $1,85 \text{ N/mm}^2$ , resultiert aus Versuchsauswertungen, die eine Traglaststeigerung oder zumindest ein gleichbleibende Tragfähigkeit bei größeren Zugnormalkräften zeigen. Ehmann empfiehlt deshalb die maximal anzusetzende Normalspannung auf  $1,85 \text{ N/mm}^2$  zu begrenzen.

Kuhlmann bestätigt die Ergebnisse von Ehmann in *Kuhlmann 2003* und kommt zu dem Ergebniss, dass die Gleichung (70) nach *DIN 1045 - 1* die Tragfähigkeit bei größeren Zugnormalkräften unterschätzt. Kuhlmann empfiehlt die in *DIN 1045 - 1* angegebene Bemessungsgleichung für Zugkraft wie folgt zu modifizieren:

$$V_{Rd,ct}^{mod} = \left[ 0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,045 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (1.8)$$

Die Reduzierung des Vorfaktors von 0,12 auf 0,045 bestätigt Kuhlmann mit der Auswertung von Versuchsergebnissen mit eingeleiteten Zugnormalkräften, wobei die Höhe der Zugkraft nicht beschränkt wird.

### 1.3.3 Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen mit Öffnungen

#### 1.3.3.1 Hottmann und Schäfer

In *Hottmann 1996* werden von Hottmann und Schäfer Verfahren zur Bemessung von Trägern mit kleinen und großen Stegöffnungen und zum Bemessen von Scheiben entwickelt. Als Grundlage dient die Methode der Stabwerkmodelle. Für relevante Anwendungsfälle werden Modelle entworfen und umfassend erläutert.

#### 1.3.3.2 Aster

Aster untersucht in *Aster 1970* das Tragverhalten von 40 cm dicken Stahlbetonhohlplatten, die in Ortbetonbauweise mit Verdrängungskörpern hergestellt werden. Die Versuche werden an Hohlplattenstreifen mit verschiedenen Bewehrungsanordnungen (Hutbügel, Trogbügel, X-Bügel) durchgeführt. Vorrangiges Ziel der Untersuchungen ist es hier, die Biegesteifigkeit rechtwinklig zu den Rohrachsen zu bestimmen, die für das Berechnungsverfahren für vierseitig gelagerte Hohlplatten benötigt wird. Die Tragfähigkeit wird durch Bewehrungsanordnung sichergestellt. Es werden Näherungslösungen vorgestellt, die sich an der Bemessung von Vierendeelträgern anlehnen.

#### 1.3.3.3 Twelmeier

In einer umfassenden Arbeit behandelt Twelmeier in *Twelmeier 1985* das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbalken mit großen Stegöffnungen. Alle Versuchskörper wurden mit Querbewehrung ausgeführt. Es werden auch Träger mit Lochgruppen untersucht. Dabei werden vereinfachte Näherungslösungen vorgestellt, die auch auf der Analogie zum Vierendeelträger beruhen. Zur Bemessung von Gruppen kreisförmiger Öffnungen werden in dieser Arbeit Stabwerke gewählt.

#### 1.3.3.4 Ramm

Ramm diskutiert in *Ramm 2003* das Statische System, die lokalen Schnittgrößen, den Tragfähigkeitsnachweis und die konstruktive Durchbildung im Öffnungsbereich von Verbund- und Stahlbetonträgern. Weiterhin werden das lokale Verformungsverhalten und die dadurch beeinflussten Schnittgrößenverläufe behandelt.

### 1.3.3.5 Mansur

Mansur beschreibt in *Mansur 1998* die Arbeiten von Hanson, Somes und Corley, die sich mit der Tragfähigkeit von Stahlbetonplattenbalken mit Stegöffnungen ohne Querkraftbewehrung beschäftigen. Anhand von Versuchsergebnissen wird der Einfluss von Öffnungsgröße, -form und Lage der Öffnung diskutiert. Sie stellen fest, dass eine Öffnung sehr nahe am Auflager keine Traglastreduzierung mit sich bringt. Bei weiterer Entfernung vom Auflager stellt sich eine kontinuierliche Abminderung der Tragfähigkeit bis zu einem konstanten Werte ein. Größere Entfernung von Auflager hat dann keine weitere Traglastabminderung zur Folge. Die vertikale Position der Öffnung im Bauteil hat nach Ihrer Aussage keinen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit, wobei die Vergrößerung des Durchmessers einen linearen Traglastabfall mit sich bringt. Bei runden Öffnungen mit einem Durchmesser kleiner 25 % der Querschnittshöhe und quadratischen Öffnungen mit einer Öffnungshöhe kleiner als 33 % der Querschnittshöhe konnte keine Traglastabminderung festgestellt werden.

### 1.3.3.6 Hegger

Im Forschungsbericht „Teilvorgefertigte Deckensysteme im Wohnungsbau“ berichtet Hegger (*Hegger 2003*) über Versuche an vorgespannten Elementplattenstreifen mit Aussparungen ohne Querkraftbewehrung. Die durchgeführten Versuche brachten folgende Ergebnisse:

- Bei einem Öffnungsdurchmesser entsprechend der halben Querschnittshöhe ist eine Traglastabminderung von ca. 50 % zu beobachten.
- Bei Anordnung von mehreren Öffnungen wird die Tragfähigkeit durch Spannungsüberlagerungen herabgesetzt.
- Es wird ein Vergrößerungsfaktor für die auftretenden Schubspannungen zu  $\frac{1}{\alpha_R} = \frac{h}{(h + d_R)}$  mit  $h$  = Plattendicke und  $d_R$  = Durchmesser der Öffnung vorgeschlagen.

In *Hegger 2008* beschreiben Hegger und Bertram Querkraftversuche an vorgespannten Betonträgern aus einem stahlfaserbewehrten UHPC (Ultra – High Performance Concrete). Dabei wurden auch Versuche mit kreisrunden Stegöffnungen ohne Querkraftbewehrung durchgeführt. Der Öffnungsabstand zum Auflager wurde variiert. Mit einem Öffnungsabstand von 30 cm wurde eine Traglastreduzierung von 27 % gegenüber den Versuchen mit ungeschwächtem Steg beobachtet. Die Traglast reduzierte sich auf 50% bei Anordnung einer zusätzlichen Öffnung. Bisher wurden allerdings keine Bemessungsvorschläge in Abhängigkeit vom Durchmesser der Öffnung, dem Grad der Vorspannung oder dem Stahlfasergehalt gemacht.

### 1.3.3.7 Schnellenbach

In *Schnellenbach 2002* wird das Tragverhalten von Stahlbetonträgern mit großen Öffnungen dargestellt. Vorrangig wird hier die Querkraftverteilung auf die Öffnungs-

gurt untersucht, die zu einem neuen Bemessungsvorschlag für Träger mit großen Öffnungen führen soll. Darüber hinaus werden Nachweise zur Sicherstellung der Gebrauchstauglichkeit vorgeschlagen.

#### **1.4 Fazit**

Die vorliegenden Untersuchungen ergeben insgesamt keine ausreichenden Anhaltspunkte für die Tragfähigkeit von Platten ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Leitungsführungen. Für die in jedem Fall zu führenden Standsicherheitsnachweise fehlen bisher ein belastbares Rechenmodell bzw. nachvollziehbare Anwendungsregeln.

## **2 Experimentelle Untersuchungen**

### **2.1 Versuchsentwurf**

#### **2.1.1 Schubschlankheit**

Kani beschreibt (*Kani 1966, Kani 1968*) das Verhalten von Stahlbetonbalken mit unterschiedlichen Längsbewehrungsgraden und Schubschlankheiten. Die Schubschlankheit berechnet er aus dem Quotienten des Abstands der Lasteinleitung zum Auflager  $a$  und der Statischen Höhe  $d$ .

Bei Schubschlankheiten von  $a/d = 2,5$  in Kombination mit hohen Längsbewehrungsgraden wird das Verhältnis des im Versuch erreichten Momentes  $M_{\text{test}}$  zum berechneten, rechnerischen Moment  $M_{\text{cal}}$  minimal. Das Querkraftversagen tritt vor dem Biegeversagen ein.

Mit Verhältnissen von  $a/d$  zwischen 3,54 und 5,08 konnte in den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche sowohl realitätsnahe Belastungssituationen nachgestellt als auch vorzeitiges Biegeversagen verhindert werden.

Die Schubschlankheit des Einfeldträgers (Stützweite  $l$ ) mit Einzellast beträgt  $l/2/d = a/d$ . Beim Einfeldträger mit Gleichstreckenlast beträgt diese  $l/4/d$  ( $a = l/4$ ). So kann ein Zusammenhang zwischen der Schubschlankheit bei Gleichstreckenlasten und Einzellasten hergestellt werden  $a/d = l/4/d$ .

#### **2.1.2 Längsbewehrungsgrad**

Vorrangiges Interesse bestand in der Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit der durch Öffnungen geschwächten Plattenquerschnitte. Zur Vermeidung eines vorzeitigen Biegeversagens der Probekörper wurden die Versuche so konzipiert, dass ein ausreichend großer Abstand zwischen Biegeversagen und Querkraftversagen der Platte bestand. Dies erforderte relativ hohe Längsbewehrungsgrade, was bei vielen Querkraftversuchen aus der Literatur zur Erzielung eines Querkraftversagens erforderlich ist. Die absolute Höhe des Längsbewehrungsgrades spielt jedoch in der vorliegenden Arbeit eine untergeordnete Rolle, da zur Bestimmung des Abminderungsfaktors infolge der Öffnungen die Versuchsergebnisse untereinander verglichen werden.

Zur Erzeugung von Sollbruchstellen für die Biegerisse werden als Querbewehrung jeweils 20 % der Längsbewehrung eingelegt. Dies entspricht den Regelungen nach *DIN 1045-1*, 13.3.2.

#### **2.1.3 Balkenbreite**

Rechnet man Querkraftversuche an Plattenstreifen mit einer relativ geringen Breite auf größere Bauteilbreiten hoch, so erhält man immer größere Tragfähigkeiten als in einem Versuch mit großer Bauteilbreite. Dieses Phänomen ist mit der statistischen Verteilung von Schwachstellen im Querschnitt zu erklären. Die Wahrscheinlichkeit, dass diese Schwachstelle im Bauteil vorhanden ist, steigt mit zunehmender Breite. Das Bauteil versagt auf einem niedrigeren Lastniveau als es ein schmales Bauteil, ohne Schwachstelle hochgerechnet, vermuten lassen würde.

Die Balkenbreite wurde in den hier durchgeführten Versuchen zu 40 cm gewählt. Die Gründe dafür sind zum einen die Querdehnungsbehinderung, die durch die geringe Breite ausgeschlossen wird. Eine Querdehnungsbehinderung der Betondruckzone würde sich positiv auf die in der Literatur als maßgebend bezeichneten Tragwirkungen der Druckzone auswirken. Zum anderen werden die Versuche mit Referenzversuchen mit gleicher Breite verglichen. Weiterhin entspricht dies dem Vorgehen, das bei den Versuchen zur Festlegung der Bemessungsgleichung nach *DIN 1045-1* angewendet wurde.

### 2.1.4 Prinzipieller Versuchsaufbau

Untersucht wurden 40 cm breite Plattenstreifen mit einbetonierten Kunststoff-Rohren in verschiedenen Durchmessern. Die im Handel erhältlichen Lüftungsrohre (z. B. Firma Kiefer, *Schröder 2002* und *Kiefer 2002*) bestehen aus Aluminium. Der Eigentraganteil der einbetonierten Rohre sollte wegen der allgemeinen Gültigkeit der Ergebnisse so gering wie möglich gehalten werden.

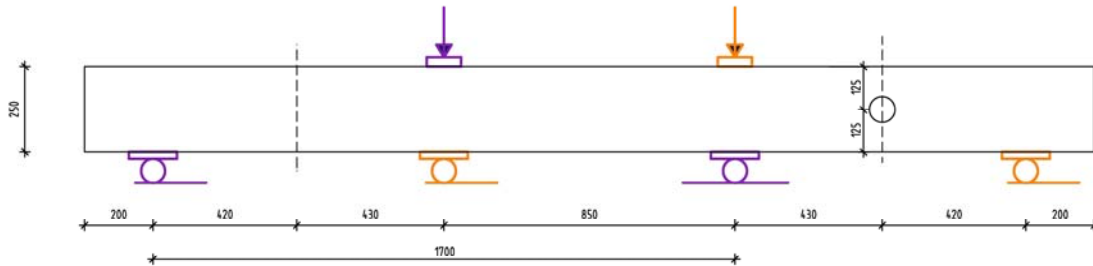


Abbildung 2-1: Prinzipieller Versuchsaufbau

Ein Versuchskörper wurde derart konzipiert, dass er jeweils für zwei Versuche benutzt werden konnte. Als Statisches System wurde bei den Versuchen ein Einfeldträger gewählt, der mit einer Einzellast in Feldmitte belastet wird. Versuche [Leonhardt 1983] haben bestätigt, dass die Belastung mit einer Einzellast im Vergleich zur Belastung mit einer gleichförmig verteilten Last die ungünstigere Lastanordnung darstellt. Versuchstechnisch ist die Einleitung von Gleichstreckenlasten bedeutend aufwendiger. Aus diesem Grund wurden die Versuche zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit mit Einzellasten durchgeführt, die in Feldmitte angreifen. In Abbildung 2-1 ist beispielhaft einer der Versuchskörper dargestellt. Die jeweils farbig zugeordneten Lasteinleitungen und Auflagerpunkte zeigen die Statischen Systeme und die Belastungssituationen der durchgeführten Versuche.

Die Öffnungen wurden jeweils zwischen Lasteinleitung und Auflager angeordnet. Die genauen Abstände der Öffnungen zum Auflager, Stützweiten und Längsbewehrungsgrade sind den Tabellen Tabelle 2-1, Tabelle 2-2, und Tabelle 2-3 zu entnehmen.

Als Referenz wurden Versuche mit Probekörpern ohne Öffnungen mit den entsprechenden Plattendicken durchgeführt. Da diese Referenzversuche die Basis für den Vergleich der Versuchsergebnisse und somit zur Erstellung eines Bemessungsmodells dienen, wurden teilweise mehrere Versuche mit gleicher Konfiguration durchgeführt. Dadurch konnte das Auftreten eines Ausreißers bei einem Referenzversuch minimiert werden.



## 2.2 Versuchsprogramm

### 2.2.1 Durchgeführte Versuche

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden insgesamt 73 Bauteilversuche durchgeführt:

- Es wurden 6 Tastversuche durchgeführt. Diese Versuche sollten zeigen, dass grundsätzlich eine Abminderung durch integrierte Öffnungen vorhanden ist und diese mittels Bauteilversuchen definiert werden kann.
- Im Rahmen des Forschungsvorhabens DBV 250 wurden zwei Versuchsserien (Versuchsreihe 1 und 2) durchgeführt. Insgesamt wurden in 34 Versuchen die Parameter wie das Verhältnis zwischen Öffnungsdurchmesser und Statischer Höhe, der Längsbewehrungsgrad, die Betonfestigkeit und die Höhenlage der Öffnung im Querschnitt variiert.
- Im Rahmen des Forschungsvorhabens DBV 259 (Versuchsreihe 3) wurden weitere 33 Versuche gefahren. Dabei wurden rechteckige Öffnungen, Gruppenanordnungen von Öffnungen, die Lage der Öffnungen in Tragrichtung, Öffnungen im Bereich von Momentennullpunkten, nachträglich ergänzte Querschnitte und die zusätzliche Beanspruchung durch eine zentrische Zugkraft betrachtet.

### 2.2.2 Versuchsreihen 1 und 2

Zur Definition eines Widerstandes der Querkrafttragfähigkeit wurden die Traglasten der Referenzversuche mit den Versuchen mit geschwächtem Querschnitt verglichen. Mit der Variation der Querschnittshöhe (20, 25, 30 und 35 cm) und des Öffnungsdurchmessers (40, 50, 75, 105, und 125 mm) konnte eine Vielzahl von Verhältnissen  $d_o/d$  (Öffnungsdurchmesser / Statischer Höhe) mit Versuchsergebnissen abgedeckt werden. Weiterhin wurde die Höhenlage der Öffnungen im Querschnitt variiert.

Die Versuche wurden wie folgt bezeichnet:  
*T*Laufende Nummer\_*Ö*ffnungs*n*enndurchmesser [mm]\_*L*age der Öffnung im Querschnitt (z. B. T3\_100\_mitte).

### 2.2.2.1 Versuchsparemeter Versuchsreihe 1

In der ersten Versuchsreihe wurden Plattenstreifen mit einer Breite von 40 cm und Dicken von 30 cm und 35 cm untersucht. Dabei wurde das Tragverhalten von runden Einzelöffnungen untersucht und die Höhenlage der Öffnungen im Querschnitt variiert. Die Stützweite der Dreipunktbiegeversuche betrug in dieser Versuchsreihe 2,10 m. Der Abstand der Öffnung vom Auflager betrug jeweils 52 cm. In der nachfolgenden Tabelle sind die Versuchsparemeter der ersten Versuchsreihe dargestellt.

Versuchs- bezeichnung	$f_{c,cube}$	$\rho_l$	$A_{sl}$	Achsabstand der Öffnung zum oberen Querschnittsrand	Statische Höhe d	Aussendurchmesser Öffnung $d_\phi$	$d_\phi/d$
[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[mm]	[mm]	[-]
T1_70_unten	32,4	0,009	9,1	19,7	248	75	0,30
T1_ohne	32,4	0,009	9,1	-	248	0	0,00
T2_70_mitte	32,8	0,009	9,1	15,0	248	75	0,30
T2_70_oben	32,8	0,009	9,1	8,0	248	75	0,30
T3_100_mitte	31,6	0,009	9,1	15,0	248	105	0,42
T3_100_oben	31,6	0,009	9,1	10,0	248	105	0,42
T4_100_unten	32,4	0,009	9,1	17,0	248	105	0,42
T4_120_oben	32,4	0,009	9,1	11,0	248	125	0,50
T5_120_mitte	32,0	0,009	9,1	15,0	248	125	0,50
T5_Kiefer	32,0	0,009	9,1	15,0	248	80	0,32
T6_70_mitte	28,5	0,014	16,1	15,0	297	75	0,25
T6_70_unten	28,9	0,014	16,1	24,0	297	75	0,25
T7_70_oben	31,2	0,014	16,1	8,0	297	0	0,00
T8_100_mitte	31,2	0,014	16,1	17,5	297	105	0,35
T8_100_oben	31,6	0,014	16,1	10,0	297	105	0,35

Tabelle 2-1: Übersicht Versuchsreihe 1

### 2.2.2.2 Versuchsparemeter Versuchsreihe 2

Die Dicken der Platten betragen in der zweiten Versuchsreihe 20 und 25 cm. Auch innerhalb dieser Versuchsreihe wurden runde Öffnungen untersucht. Die Öffnungsdurchmesser und Plattendicken wurden so kombiniert, dass möglichst viele Verhältnisse  $d_o/d$  mit Versuchen abgedeckt werden konnten. Zwei Versuchskörper wurden mit zwei nebeneinander angeordneten Öffnungen ausgeführt. Die Stützweite betrug bei dieser Versuchsserie 1,70 m. Der Abstand der Einzelöffnungen vom Auflager betrug 42 cm.

Versuchsbezeichnung	$f_{c,cube}$	$\rho_l$	$A_{sl}$	Achsabstand der Öffnung zum oberen Querschnittsrand	Statische Höhe d	Aussendurchmesser Öffnung $d_o$	$d_o/d$
[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[mm]	[mm]	[-]
T9_75_mitte	52,9	0,020	16,1	10,0	167	75	0,45
T9_ohne	52,9	0,020	16,1	-	167	0	0,00
T10_40_oben	52,9	0,020	16,1	-	167	40	0,24
T10_75_oben	52,9	0,020	16,1	6,8	167	75	0,45
T11_40_mitte	52,9	0,020	16,1	10,0	167	40	0,24
T11_50_oben	52,9	0,020	16,1	5,0	167	50	0,30
T12_40_unten	52,9	0,020	16,1	11,5	167	40	0,24
T12_50_unten	52,9	0,020	16,1	11,0	167	50	0,30
T13_75_mitte	53,8	0,019	16,1	10,0	217	75	0,35
T13_ohne	53,8	0,019	16,1	-	217	0	0,00
T14_75_oben	53,8	0,019	16,1	7,0	217	75	0,35
T14_75_unten	53,8	0,019	16,1	15,0	217	75	0,35
T15_15_75	54,7	0,019	16,1	15,5	217	75	0,35
T15_25_75	54,7	0,019	16,1	15,5	217	75	0,35

Tabelle 2-2: Übersicht Versuchsreihe 2

### 2.2.3 Versuchsreihe 3

Mit der dritten Versuchsreihe sollten einige über die in Versuchsreihe 1 und 2 betrachteten Parameter hinausgehende Einflüsse untersucht werden.

In der Praxis kommen nicht nur runde Querschnittsformen zur Anwendung. Die verwendeten Leitungsführungen sind vielfältig und nicht alle gesondert über Versuche abzudecken. Im Rahmen dieser Forschungsarbeit wurden deshalb zusätzlich zu den bereits untersuchten runden Öffnungen noch rechteckige Öffnungen untersucht.

Bei der Anordnung von mehreren Öffnungen nebeneinander hängt es vom Abstand der Öffnungen untereinander ab, ob die Öffnungen wie Einzelöffnungen betrachtet werden können. Mit dem Ziel der Definition eines Mindestabstandes wurden Versuche mit mehreren Öffnungen und dabei variierenden Öffnungsabständen durchgeführt.

Ja nach Lage der Öffnungen in Tragrichtung variiert das Verhältnis von Moment zu Querkraft. Dieser Einfluss wird mit Versuchskörpern mit Öffnungen in unterschiedlichem Abstand zum Auflager untersucht.

Der Querkraftabtrag im Momentennullpunkt stellt wegen der fehlenden Betondruckzone eine besondere Situation im Tragwerk dar. Mit Versuchskörpern mit Öffnungsanordnung im Momentennullpunkt soll gezeigt werden, dass die im Rahmen dieses Forschungsvorhabens gefundenen Abminderungsfaktoren auch für Öffnungen im Momentennullpunkt angewendet werden können. Grundsätzlich wäre auch von Interesse zu wissen, wie sich die Querkrafttragfähigkeit ohne Öffnungen im Momentennullpunkt im Vergleich zur einem „normalen“ Biegebereich verhält. Dazu fehlen aber die nötigen Versuchsgrundlagen, deshalb wurden im Rahmen dieser Forschungsarbeit nur Vergleichsversuche mit Öffnungen, die den gefundenen Abminderungsfaktor bestätigen sollen. In Kapitel 7.4 wird das Tragverhalten im Momentennullpunkt genauer betrachtet.

Bei nachträglich ergänzten Querschnitten muss die Querkrafttragfähigkeit der Fuge nachgewiesen werden. Liegen direkt auf dem Fertigteil zusätzlich Leitungen, kann diese eine Reduzierung der Fugentragfähigkeit verursachen. Zur Klärung dieses Einflusses werden Versuche an Elementplatten mit Öffnungen im nachträglich ergänzten Querschnitt durchgeführt.

Sofern die Decken in ihrer Scheibenebene nennenswert verformungsbehindert sind, muss mit dem Auftreten von Zwangzugspannungen gerechnet werden, die grundsätzlich im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu beachten sind.

Die ungünstigste Größe einer Zwanglängskraft ergibt sich bei Trennrissbildung im Bereich von Momentennullpunkten. Der Wert ergibt sich unter Ansatz einer mittleren Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  nach Tabelle 9, *DIN 1045-1*.

Sehr ungünstige Verhältnisse können sich ergeben, wenn zwischen nennenswert verformungsbehindernden Bauteilen massive Deckenabschnitte und kleine Bereiche mit durch Leitungsführungen geschwächten Deckenquerschnitten angeordnet sind. Der geschwächte Deckenquerschnitt wirkt dann als Sollbruchstelle. Gerade bei einzelnen Rohren muss für die Bemessung der rissbreitenbeschränkenden Bewehrung die Zwangskraft der ungeschwächten Decke angesetzt werden. Bei regelmäßig angeordneten Querschnittsschwächungen (Sollbruchstellen) kann es möglich sein, dass der Zwangkraftabbau durch das ausschließliche Reißen der Sollbruchstellen erfolgt. Kann dies nachgewiesen werden, muss für die Bemessung der Bewehrung lediglich die Risskraft des geschwächten Querschnitts angesetzt werden.

Auch im Hinblick auf die Querkrafttragfähigkeit müssen klaffende Risse aus Zwangsbeanspruchungen im Momentennullpunkt auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit über eine Rissbreitenbegrenzung vermieden werden.

Durch Versuche mit zusätzlich in den Querschnitt eingeleiteter Normalkraft soll der Querkraftabtrag über die aus der Zugbeanspruchung entstehenden Trennrisse untersucht werden. Die Höhe der Zugkraft ist in Tabelle 2-3 angegeben.

In Tabelle 2-3 sind die Parameter der durchgeführten Bauteilversuche dargestellt. Die Stützweite betrug bei allen Versuchen 1,7 m. Der Versuchsaufbau entspricht dem in Abbildung 2-1 dargestellten Prinzip.

Veruchs- bezeichnung	Statische Höhe d	d <sub>Ø</sub>	d <sub>Ø</sub> /d	Anzahl der Öffnungen	
	[mm]	[mm]			
Gruppenanordnung der Öffnungen					Abstand der Öffnungen
T_305	217	75	0,35	2	2·d <sub>Ø</sub>
T_306	217	75	0,35	2	3·d <sub>Ø</sub>
T_307	217	50	0,23	2	2·d <sub>Ø</sub>
T_308	217	50	0,23	2	3·d <sub>Ø</sub>
Rechteckige Öffnungen					Breite der Öffnung
					[mm]
T_309	217	50	0,23	1	150
T_310	217	50	0,23	1	250
T_311	217	20	0,09	1	150
T_312	217	20	0,09	1	250
T_313	217	20	0,09	1	150
T_314	217	20	0,09	1	250
Lage der Öffnungen im Bauteil					Abstand der Öffnung vom Auflagerrand
					[mm]
T_315	217	-	-	1	-
T_316	217	75	0,35	1	70
T_317	217	75	0,35	1	220
T_318	217	75	0,35	1	145
T_319	217	50	0,23	1	270
T_320	217	50	0,23	1	170
T_321	217	50	0,23	1	295
T_322	217	50	0,23	1	70
zentrische Zugkraft					eingeleitete Zugkraft
					[kN]
LBV 01	217	-	-	-	190
LBV 02	217	-	-	-	-
LBV 03	217	75	0,35	1	170
LBV 04	217	50	0,23	1	140
LBV 05	217	40	0,18	1	160
LBV 06	217	75	0,35	1	150
Momentennullpunkt					
T_323	209	-	-	1	-
T_324	209	50	0,24	1	-
T_325	209	75	0,36	1	-
T_326	209	40	0,19	1	-
nachträglich ergänzte Querschnitte					Abstand der Öffnungen
PL1_1	187	16	0,09	6	2·d <sub>Ø</sub>
PL1_2	187	-	-	-	
PL2_1	187	16	0,09	6	2,5·d <sub>Ø</sub>
PL2_2	187	25	0,13	6	2,5·d <sub>Ø</sub>
PL3_1	187	25	0,13	6	2·d <sub>Ø</sub>
PL3_2	187	32	0,17	6	2·d <sub>Ø</sub>

Tabelle 2-3: Versuchsparameter Versuchsreihe 3

### 3 Baustoffe

#### 3.1 Beton

##### 3.1.1 Allgemeines

Zu jeder Versuchsreihe wurden Probewürfel (Kantenlänge 150 mm) und Zylinder (Zylinderhöhe 300 mm, Durchmesser 150 mm) hergestellt, die zur Bestimmung der Betondruckfestigkeit des E-Moduls und der Spaltzugfestigkeit nach DIN 1048 benutzt wurden. Die Bestimmung der Betondruckfestigkeit am Versuchstag erfolgte durch mehrere Prüfungen über die Dauer der Versuchsreihen und Interpolation der Ergebnisse. Die Bestimmung des E-Moduls und der Betonzugfestigkeit wurde nur einmal pro Versuchsreihe vorgenommen.

In den folgenden Abschnitten werden die Ergebnisse der Betonprüfungen dargestellt.

##### 3.1.2 Versuchsserie 1

Herstellungsdatum:*	16.02.2004				
Prüfdatum:	08.03.2004				
Alter:	21 Tage				
Proben-Nr.	Abmessungen [mm]	Masse [kg]	Dichte g/cm <sup>3</sup>	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
1	150*150*150	7,908	2,343	627	27,87
2	150*150*150	7,880	2,335	653	29,02
3	150*150*150	7,912	2,344	641	28,49
				Mittelwert	<b>28,46</b>

Tabelle 3-1: Betondruckfestigkeit Versuchsserie 1, Prüfung 1

Herstellungsdatum:*	16.02.2004				
Prüfdatum:	18.03.2004				
Alter:	31 Tage				
Proben-Nr.	Abmessungen [mm]	Masse [kg]	Dichte g/cm <sup>3</sup>	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
1	150*150*150	7,793	2,309	742	32,98
2	150*150*150	7,769	2,302	728	32,36
3	150*150*150	7,796	2,310	719	31,96
				Mittelwert	<b>32,43</b>

Tabelle 3-2: Betondruckfestigkeit Versuchsserie 1, Prüfung 2

Herstellungsdatum:*	16.02.2004				
Prüfdatum:	07.04.2004				
Alter:	51 Tage				
Proben-Nr.	Abmessungen [mm]	Masse [kg]	Dichte g/cm <sup>3</sup>	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
1	150*150*150	7,915	2,345	880	39,11
2	150*150*150	7,791	2,308	889	39,51
3	150*150*150	7,789	2,308	922	40,98
				Mittelwert	<b>39,87</b>

Tabelle 3-3: Betondruckfestigkeit Versuchsserie 1, Prüfung 3

Die E – Modul-Prüfung ergab einen Wert von 26.197 N/mm<sup>2</sup>. Für die Betonzugfestigkeit liegen keine Werte vor.

### 3.1.3 Versuchsreihe 2

Die Ergebnisse der Betonprüfungen der zweiten Versuchsserie sind in den nachfolgenden Tabellen angegeben.

Herstellungsdatum:*	21.06.2004				
Prüfdatum:	14.07.2004				
Alter:	23 Tage				
Proben-Nr.	Abmessungen [mm]	Masse [kg]	Dichte g/cm <sup>3</sup>	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
1	150*150*150	7,896	2,340	1177	52,31
2	150*150*150	7,893	2,339	1202	53,42
3	150*150*150	7,873	2,333	1192	52,98
				Mittelwert	<b>52,90</b>

Tabelle 3-4: Betondruckfestigkeit Versuchsserie 2, Prüfung 1

Herstellungsdatum:*	21.06.2004				
Prüfdatum:	19.07.2004				
Alter:	28 Tage				
Proben-Nr.	Abmessungen [mm]	Masse [kg]	Dichte g/cm <sup>3</sup>	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
1	150*150*150	7,884	2,336	1231	54,71
2	150*150*150	7,908	2,343	1164	51,73
3	150*150*150	7,882	2,335	1179	52,40
				Mittelwert	<b>52,95</b>

Tabelle 3-5: Betondruckfestigkeit Versuchsserie 2, Prüfung 2

Herstellungsdatum:*	21.06.2004				
Prüfdatum:	21.07.2004				
Alter:	30 Tage				
Proben-Nr.	Abmessungen [mm]	Masse [kg]	Dichte g/cm <sup>3</sup>	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
1	150*150*150	7,890	2,338	1239	55,07
2	150*150*150	7,935	2,351	1225	54,44
3	150*150*150	7,886	2,337	1229	54,62
				Mittelwert	<b>54,71</b>

Tabelle 3-6: Betondruckfestigkeit Versuchsserie 2, Prüfung 3

Die E-Modul-Prüfung ergab einen Wert von 33.100 N/mm<sup>2</sup>. Für die Betonzugfestigkeit liegen keine Werte vor.

### 3.1.4 Versuchsreihe 3

#### 3.1.4.1 Rechteckige Öffnungen, Lage der Öffnung im Bauteil, Gruppenanordnung

Herstellungsdatum:	03.02.2005				
Prüfdatum:	22.03.2005				
Alter:	47	Tage			
Proben-Nr.	Abmessungen [mm]	Masse [kg]	Dichte g/cm <sup>3</sup>	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
1	150*150*150	7,671	2,273	867	38,53
2	150*150*150	7,712	2,285	834	37,07
3	150*150*150	7,670	2,273	836	37,16
				Mittelwert	<b>37,59</b>

Tabelle 3-7: Betondruckfestigkeit Versuchsserie 3, Prüfung 1

Herstellungsdatum:*	03.02.2005				
Prüfdatum:	07.04.2005				
Alter:	63	Tage			
Proben-Nr.	Abmessungen [mm]	Masse [kg]	Dichte g/cm <sup>3</sup>	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]
1	150*150*150	-	-	881	39,16
2	150*150*150	-	-	875	38,89
3	150*150*150	-	-	872	38,76
				Mittelwert	<b>38,93</b>

Tabelle 3-8: Betondruckfestigkeit Versuchsserie 3, Prüfung 2

Der E-Modul betrug 27.099 N/mm<sup>2</sup> und die mittlere Betonzugfestigkeit  $f_{ctm} = 3,03$  N/mm<sup>2</sup>.

#### 3.1.4.2 Öffnungen im Momentennullpunkt

Der Beton für diese Versuchsreihe wurde im Labor für konstruktiven Ingenieurbau hergestellt.

Herstellungsdatum:		07.06.2005					
	Prüfdatum:	05.07.2005					
	Alter:		28	Tage			

Tabelle 3-9: Betondruckfestigkeit Versuchskörper T\_326



Herstellungsdatum:	07.06.2005						
Prüfdatum:	06.07.2005						
Alter:			29	Tage			
Proben-Nr.	Abmessungen [mm]			Masse [kg]	Dichte [g/cm³]	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm²]
	L	B	H				
CT4	150	150	150	7,780	2,305	830	36,89
CT4	150	150	150	7,780	2,305	834	37,07
CT4	150	150	150	7,810	2,314	845	37,56
						Mittelwert	<b>37,17</b>

Tabelle 3-10: Betondruckfestigkeit Versuchskörper T\_325

Herstellungsdatum:	07.06.2005						
Prüfdatum:	05.07.2005						
Alter:			28	Tage			
Proben-Nr.	Abmessungen [mm]			Masse [kg]	Dichte [g/cm³]	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm²]
	L	B	H				
CT4	150	150	150	7,770	2,302	776	34,49
CT4	150	150	150	7,780	2,305	794	35,29
CT4	150	150	150	7,680	2,276	742	32,98
						Mittelwert	<b>34,25</b>

Tabelle 3-11: Betondruckfestigkeit Versuchskörper T\_324

Prüfdatum:	06.07.2005						
Alter:			29	Tage			
Proben-Nr.	Abmessungen [mm]			Masse [kg]	Dichte [g/cm³]	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm²]
	L	B	H				
CT4	150	150	150	7,730	2,290	788	35,02
CT4	150	150	150	7,770	2,302	818	36,36
CT4	150	150	150	7,710	2,284	809	35,96
						Mittelwert	<b>35,78</b>

Tabelle 3-12: Betondruckfestigkeit Versuchskörper T\_323

Der E-Modul betrug 26.145 N/mm² und die mittlere Betonzugfestigkeit  $f_{ctm} = 2,48$  N/mm².

### 3.1.4.3 Zusatzbeanspruchung durch zentrische Zugkraft

Herstellungsdatum:		05.08.2005					
	Prüfdatum:	29.08.2005					
	Alter:			24	Tage		

Tabelle 3-13: Betondruckfestigkeit Versuchskörper LBV 01 und LBV 02

Herstellungsdatum:		05.08.2005					
	Prüfdatum:	01.09.2005					
	Alter:			27	Tage		

Tabelle 3-14: Betondruckfestigkeit Versuchskörper LBV 03 und LBV 04

Herstellungsdatum:		05.08.2005					
	Prüfdatum:		02.09.2005				
	Alter:			28	Tage		

Tabelle 3-15: Betondruckfestigkeit Versuchskörper LBD 05 und LBV 06

LBV	E-Modul [N/mm²]	f <sub>ctm</sub> [N/mm²]
01 und 02	30.803	1,77
03 und 04	31.969	1,91
05 und 06	32.362	1,84

Tabelle 3-16: E-Modul und mittlere Betonzugfestigkeit

### 3.1.4.4 Nachträglich ergänzte Querschnitte - Ortbetonergänzung

Herstellungsdatum:	13.03.2006						
Prüfdatum:	11.04.2006						
Alter:			29	Tage			
Proben-Nr.	Abmessungen [mm]			Masse [kg]	Dichte [g/cm³]	Bruchlast [kN]	Druckfestigkeit [N/mm²]
	L	B	H				
CT4	150	150	150	7,724	2,289	783	34,80
CT4	150	150	150	7,640	2,264	756	33,60
CT4	150	150	150	7,755	2,298	728	32,36
						Mittelwert	<b>33,59</b>

Tabelle 3-17: Betondruckfestigkeit der Ortbetonergänzung

Der E-Modul betrug 27.671 N/mm² und die mittlere Betonzugfestigkeit  $f_{ctm} = 2,4$  N/mm².

Die Festigkeit des Fertigteils war nicht bekannt, da die Versuchsplatten Ausschussware eines Betonwerks waren und schon länger gelagert wurden.

## 3.2 Betonstahl

Für die Längsbewehrung wurden Stabstahl mit einem Durchmesser von 14 mm und 16 mm verwendet. Für die Querbewehrung Stabstahl mit dem Durchmesser 10 mm und 12 mm.

Zugfestigkeit, obere Streckgrenze und E-Modul wurden an jeweils 3 Proben der Längsbewehrung bestimmt.

In den nachfolgenden Tabellen sind die Materialkennwerte aufgeführt.

Probe	Durchmesser [mm]	E-Modul [N/mm²]	Zugfestigkeit [N/mm²]	obere Streckgrenze [N/mm²]
1	16	-	647	579
2	16	199.797	650	578
3	16	194.162	658	584
	Mittelwert	196.980	652	580

Tabelle 3-18: Betonstahlproben Versuchsreihe 1,  $d_s = 16$  mm

Probe	Durchmesser [mm]	E-Modul [N/mm²]	Zugfestigkeit [N/mm²]	obere Streckgrenze [N/mm²]
1	14	-	668	576
2	14	198.185	679	592
3	14	205.859	680	576
	Mittelwert	202.022	676	581

Tabelle 3-19: Betonstahlproben Versuchsreihe 1  $d_s = 14$  mm

Probe	Durchmesser [mm]	E-Modul [N/mm²]	Zugfestigkeit [N/mm²]	obere Streckgrenze [N/mm²]
1	16	199.800	708	630
2	16	195.202	712	632
3	16	193.665	712	633
	Mittelwert	196.222	710	632

Tabelle 3-20: Betonstahlproben Versuchsserie 2,  $d_s = 16$  mm

Probe	Durchmesser [mm]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	obere Streckgrenze [N/mm <sup>2</sup> ]
1	10	187.637	675	591
2	10	196.643	668	573
	Mittelwert	192.140	672	582

Tabelle 3-21: Betonstahlproben Versuchsserie 3,  $d_s = 10$  mm

Probe	Durchmesser [mm]	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Zugfestigkeit [N/mm <sup>2</sup> ]	obere Streckgrenze [N/mm <sup>2</sup> ]
1	16	196.815	704	627
2	16	206.303	706	629
3	16	199.846	709	634
	Mittelwert	200.988	706	630

Tabelle 3-22: Betonstahlproben Versuchsserie 3,  $d_s = 16$  mm

## 4 Versuchsbeschreibung

### 4.1 Versuchsreihe 1 und 2

#### 4.1.1 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau besteht aus Auflagerböcken (Linienlager senkrecht zur Spannrichtung), dem Versuchskörper und der Lasteinleitungsstruktur.

Die Versuchskörper werden über ihre gesamte Breite von 40 cm auf Linienlagern gelagert. Zwischen der Lagerrolle und dem Versuchskörper dient eine Stahlplatte mit einer Dicke von 20 mm und einer Breite von 10 cm zur Lastverteilung. Die Rollen der Linienlager können fixiert werden, sodass entweder ein frei verschiebliches Lager oder ein Festlager entsteht.

Die Belastung der Versuchsträger erfolgt durch einen Lukas-Hydraulikzylinder über eine Kalotte, die auf einem massiven Stahlquader steht und die Einzellast vom Zylinder auf die Breite des Versuchskörpers verteilt. Eine 5 mm dicke Hartgummimatte dient als Ausgleichsschicht zwischen Stahlquader und Beton.

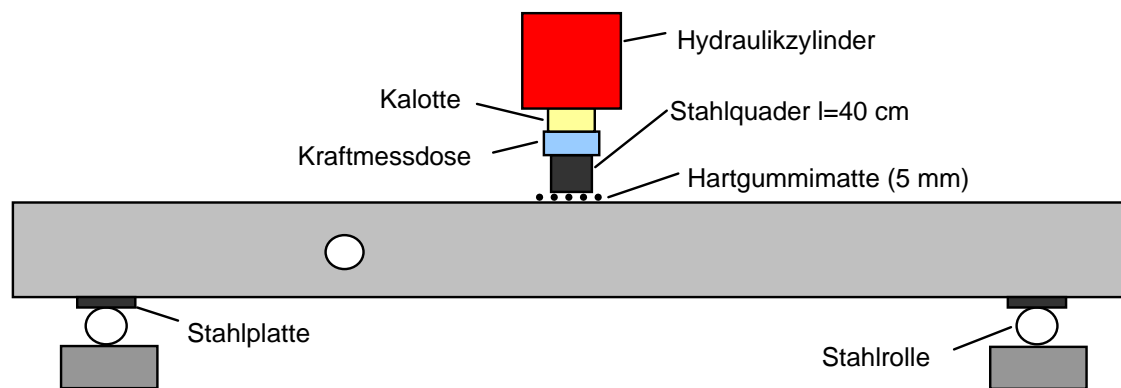


Abbildung 4-1: Versuchsaufbau

#### 4.1.2 Messtechnik

Die Messungen wurden mit einem Messverstärker Spider 8 (Hottinger Baldwin Messtechnik) und der Software Catman aufgezeichnet. Dieses Datenerfassungsverfahren erlaubt eine kontinuierliche Aufzeichnung der Messwerte während des Versuchs. Als Aufzeichnungsrate wurde 1 Hz gewählt.

Die eingeleitete Kraft wurde mittels einer Kraftmessdose, die zwischen Hydraulikzylinder und Versuchskörper angeordnet wurde, gemessen.

Die Verformungsmessungen wurden mit induktiven Wegaufnehmern der Firma Hottinger-Baldwin-Messtechnik (HBM) mit einer Messlänge zwischen 20 und 50 mm durchgeführt.

Die Dehnungen der Längsbewehrung wurden mit Dehnungsmessstreifen des Typs LY 6/120 (HBM) gemessen.

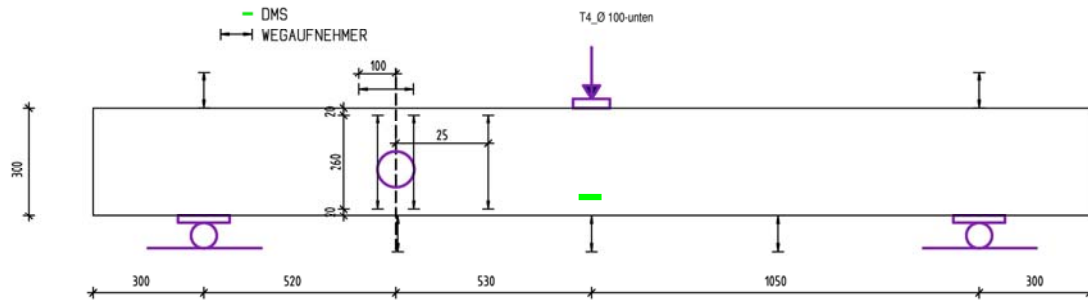


Abbildung 4-2: Messtechnik Versuchskörper T4\_100\_unten

In Abbildung 4-2 sind beispielhaft für einen Versuchskörper die Messstellen dargestellt.

Die Biegelinie wurde mit Hilfe von 5 Wegaufnehmern in den Viertelpunkten des Trägers aufgezeichnet. Links und rechts der Öffnung sowie im Abstand von 25 cm zur Öffnungsachse wurden Wegaufnehmer in vertikaler Richtung am Plattenstreifen befestigt. Weiterhin wurde ein Wegaufnehmer am oberen Rand des Plattenstreifens im Bereich der Öffnung installiert.

Der Dehnmessstreifen an der Längsbewehrung in Feldmitte gab während der Versuche Aufschluss über den Beanspruchungsgrad der Längsbewehrung und ein mögliches bevorstehendes Biegeversagen des Trägers.

Bei zwei Versuchen wurde zusätzlich zur oben beschriebenen Messtechnik eine Messung mittels Fotogrammetrie durchgeführt. Dazu wurde ein Raster von schwarzen Messmarken auf die Betonoberfläche aufgeklebt und während des Versuchs mit drei fest installierten digitalen Kameras aufgenommen.

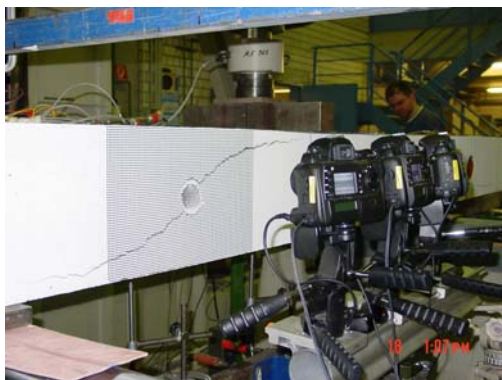


Bild 4-1: Kameraaufbau zur fotogrammetrischen Messung

Die Auswertung erfolgt durch den Vergleich der Koordinaten zweier nacheinander folgender Bilderserien. Die verwendete Technik wurde zur besseren Beobachtung der Rissentwicklung konzipiert. Zur Darstellung der Betondehnungen ist die Auflösung der Systems allerdings zu gering.

Bei der zweiten Versuchsreihe wurden zusätzlich Dehnmessstreifen im Bereich der Biegedruckzone über den Öffnungen auf die Betonoberfläche appliziert.

#### 4.1.3 Versuchsdurchführung

Die Belastung der Versuchskörper erfolgte weggeregelt. Die Laststeigerung betrug pro Lastschritt ca. 5-10 kN. Nach Erreichen der Ziellast konnte bei Wegregelung eine Abnahme der Last beobachtet werden. Zwischen jedem Lastschritt vergingen etwa fünf Minuten. Nach dieser Zeit konnte der Stillstand der Lastabnahme beobachtet werden.

Spätestens nach dem Erreichen jeder zweiten Laststufe wurden die entstandenen Risse markiert und mit der jeweils erreichten Laststufe beschriftet. Die Bruchbilder mit den eingezeichneten Rissen können dem Anhang entnommen werden.

### 4.2 Versuchsreihe 3

#### 4.2.1 Allgemeines

Der Versuchsaufbau, die Messtechnik und die Versuchsdurchführung entsprechen weitgehend den Beschreibungen in den Abschnitten 4.1.1 - 4.1.3. Im Folgenden werden nur die von dem oben beschriebenen Verfahren abweichenden Versuchsbedingungen erläutert.

#### 4.2.2 Versuche mit Öffnungen im Momentennullpunkt

Zur Untersuchung von Öffnungen im Momentennullpunkt wurden Versuchskörper als Einfeldträger mit Kragarm hergestellt. Die Belastung in Feldmitte entsprach der dreifachen Kragarmbelastung. Die Öffnungen wurden im Momentennullpunkt angeordnet.

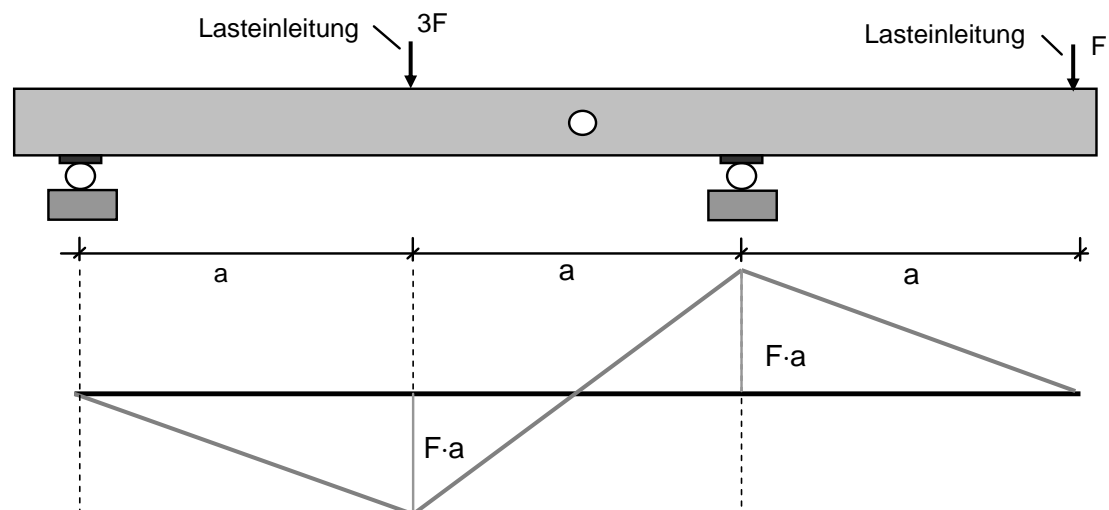


Abbildung 4-3: Versuchsaufbau und Momentenlinie der Versuchskörper mit Öffnungen im Momentennullpunkt

Es wurden insgesamt vier Versuche durchgeführt. Dabei wurde ein Referenzversuch ohne Öffnungen und drei Versuche mit Öffnungsdurchmessern von 40, 50 und 75 mm getestet.

#### **4.2.3 Versuche an Elementplatten mit nachträglich ergänztem Ortbetonquerschnitt**

Die Versuchskörper wurden als Plattenstreifen mit jeweils 2 Gitterträgern aus einer Elementplatte gewonnen. In den folgenden Bildern sind die Querschnitte der Plattenstreifen dargestellt.



Bild 4-2: Querschnitt Elementplatte 1



Bild 4-3: Querschnitt Elementplatte 2

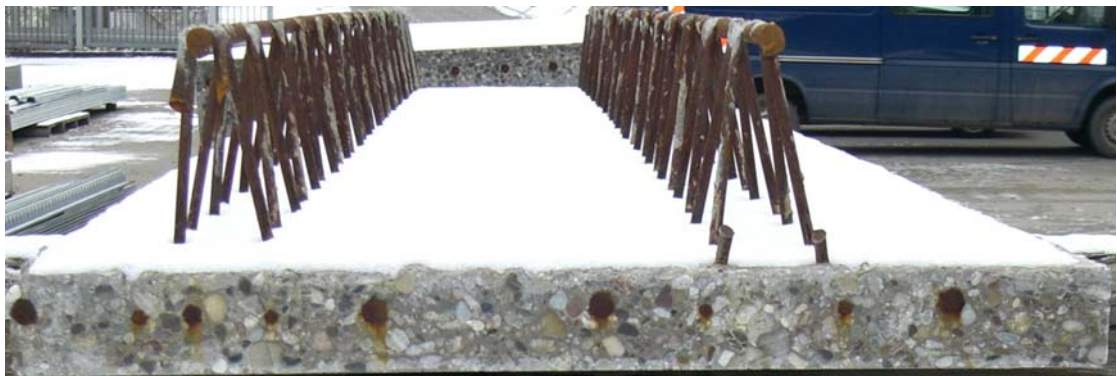


Bild 4-4: Querschnitt Elementplatte 3

Zur Beurteilung der Fugentragfähigkeit wurde die Rautiefe der Fertigteile mit dem Sandflächenverfahren nach *Kaufmann* bestimmt. Dabei wird eine definierte Sandmenge auf der zu prüfenden Oberfläche kreisförmig so verteilt, dass die Vertiefungen gerade gefüllt sind.



Hilfsmittel dazu sind:

- ☐ Gefäß mit bekanntem Hohlrauminhalt,
- ☐ Trockener Quarzsand, Körnung 0,1-0,5 mm,
- ☐ Runde Hartholzscheibe (Durchmesser 5 cm, 1 cm dick),
- ☐ Zollstock.



Bild 4-5: Zubehör Sandflächenverfahren

Nach Heft 525 des Deutschen Ausschuss für Stahlbetonbau [DAfStb 2003] ist eine Oberfläche rau, wenn der Rauigkeitsparameter  $R_t > 0,9$  ist. Der Rauigkeitsparameter  $R_t$  berechnet sich nach folgender Gleichung:

$$R_t = \frac{40 \cdot V[\text{cm}^3]}{\pi \cdot d_k^2[\text{cm}]} \quad (4.1)$$

mit  $V$ : Volumen des Sandes

$d_k$ : Durchmesser des entstehenden Sandkreises

Im nachfolgenden Bild ist die Oberfläche der in den Versuchen benutzen Elementplatten dargestellt.



Bild 4-6: Oberfläche der verwendeten Elementplatten

Die Oberfläche wurde profiliert. Allerdings wäre eine Riefung senkrecht zu den Gitterträgern sinnvoller. Die entstandene Oberfläche ist sehr inhomogen. Das Sandflächenverfahren wurde deshalb an mehreren Stellen der Elementplatte angewendet. So kann eine Aussage über die mittlere Rauigkeit getroffen werden.

Zur Erfüllung der Bedingungen nach Heft 525 muss der Durchmesser des entstehenden Kreises bei einer Sandmenge von 2cl kleiner als 16,8 cm sein.

$$0,9 \geq \frac{40 \cdot 20}{\pi \cdot 16,8^2} = 0,902 \quad (4.2)$$



Bild 4-7: Versuche zur Bestimmung der Rautiefe

Die Messungen ergaben sehr unterschiedliche Werte in Abhängigkeit der Lage des Kreismittelpunktes. Lag dieser beispielsweise zwischen zwei Riefungen, so ergab sich ein Kreisdurchmesser von 10,5 cm (ohne Abbildung). Lag der Kreismittelpunkt jedoch zwischen zwei Riefungen mit großem Abstand und wurde der Sand bewusst nur zwischen den Ritzungen verteilt, so ergaben sich Durchmesser von bis zu 18 cm.

Die Rautiefe der Elementplatten liegt entsprechend der oben angegebenen Formel zwischen 2,3 und 0,79. Die Oberflächenbeschaffenheit der Elementplatten kann also im Mittel als rau angenommen werden.

#### 4.2.4 Versuche mit zusätzlicher Zugnormalkraft

Für die im Folgenden beschriebenen Versuche wurde der Versuchsaufbau erweitert. Die Zugkräfteinleitung erfolgte mit einem waagrecht angeordneten Hydraulikzylinder und einbetonierten GEWI – Stäben. Eine Anschlussbewehrung in den Versuchskörpern stellte die Einleitung der Zugkraft sicher.

Im nachfolgenden Bild ist der Versuchsaufbau schematisch dargestellt.

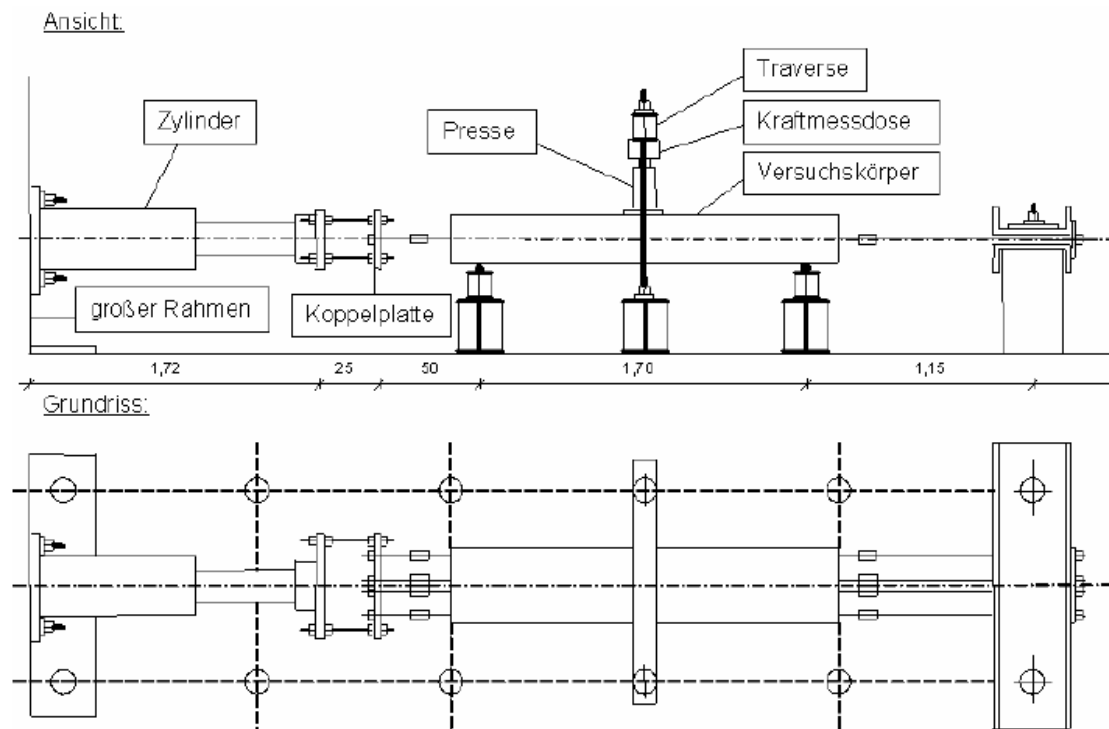


Abbildung 4-4: Versuchsaufbau der Versuche mit zusätzlicher Zugnormalkraft

Aufgrund der unterschiedlichen oberen und unteren Bewehrung entstand beim Einleiten der Zugkraft eine geringe Exzentrizität.

Nach Erreichen der Zugkraft nach Tabelle 2-3 wurde die Vertikalkraft mittels einer Hohlkolbenpresse aufgebracht und während der Vertikallaststeigerung konstant gehalten.

Da im realen Bauteil mit jedem entstehenden Riss die Zwangskraft abgebaut wird, wäre eine Reduktion der Zugnormalkraft während der Rissbildung realitätsnah. Da die Ergebnisse aber auch für Stahlbetondecken mit planmäßiger Zugbeanspruchung aus Last gelten sollten, wurde die Zugkraft während dem Versuch konstant gehalten.

## 5 Versuchsauswertungen

### 5.1 Versuchsreihe 1 und 2

#### 5.1.1 „Versagen“

Die Versagensart aller Plattenstreifen war Querkraftversagen. Ausgehend von den Biegerissen im Bereich der Öffnung pflanzte sich der Versagensriss von der Öffnung in die Druckzone des Querschnitts fort.

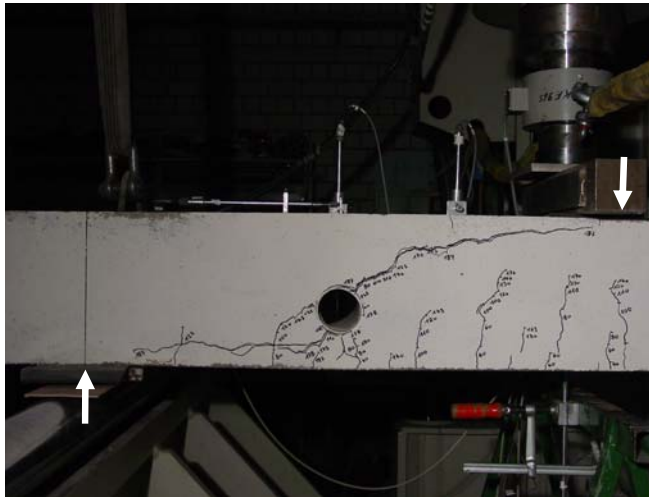


Bild 5-1: Versagensbild Versuch T14\_75\_unten

In Bild 5-1 ist beispielhaft ein Versagensbild dargestellt. Bei fast allen Versuchen stellte sich ein Schubriss ein, der die Öffnung kreuzte. Nur bei sehr kleinem Verhältnis von Öffnungsdurchmesser zu Statisher Höhe und gleichzeitiger Lage der Öffnung im oberen Bereich des Querschnitts entstand zunächst ein Riss durch die Öffnung. Der zum Versagen führende Schubriss verlagerte sich jedoch in den Bereich unterhalb der Öffnung (Bild 5-2).

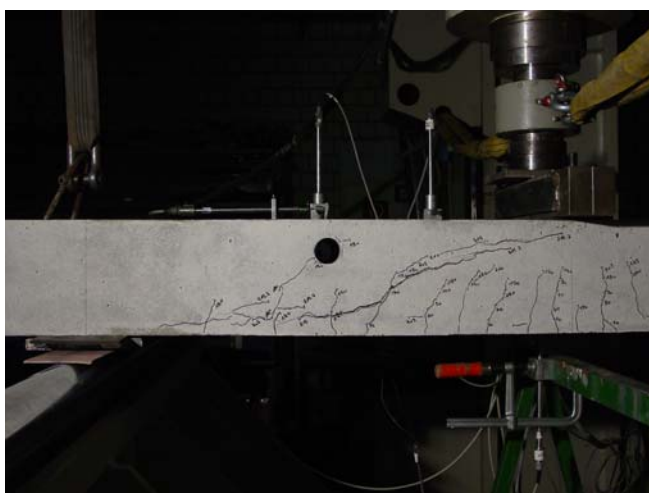


Bild 5-2: Querkraftversagen unterhalb der Öffnung (T11\_50\_oben)

Die Versagensbilder aller Versuche werden im Anhang dargestellt.

### 5.1.2 Messergebnisse

Beispielhaft werden hier die Messergebnisse des Versuches T4\_120\_oben dargestellt und erläutert. Das nachfolgende Diagramm zeigt das Last – Verformungsdiagramm des Versuchskörpers. Dazu wird die Mittendurchbiegung über die aufgetragene Kraft aufgetragen. Bei ca. 60 kN erkennt man an der Steifigkeitsänderung den Übergang von Zustand I zu Zustand II. Bei einer Last von 138 kN tritt ein plötzliches Versagen mit einem deutlichen Lastabfall von 70 kN auf. Eine Bruchvorankündigung kann aus dem Last-Verformungs-Diagramm nicht abgelesen werden.

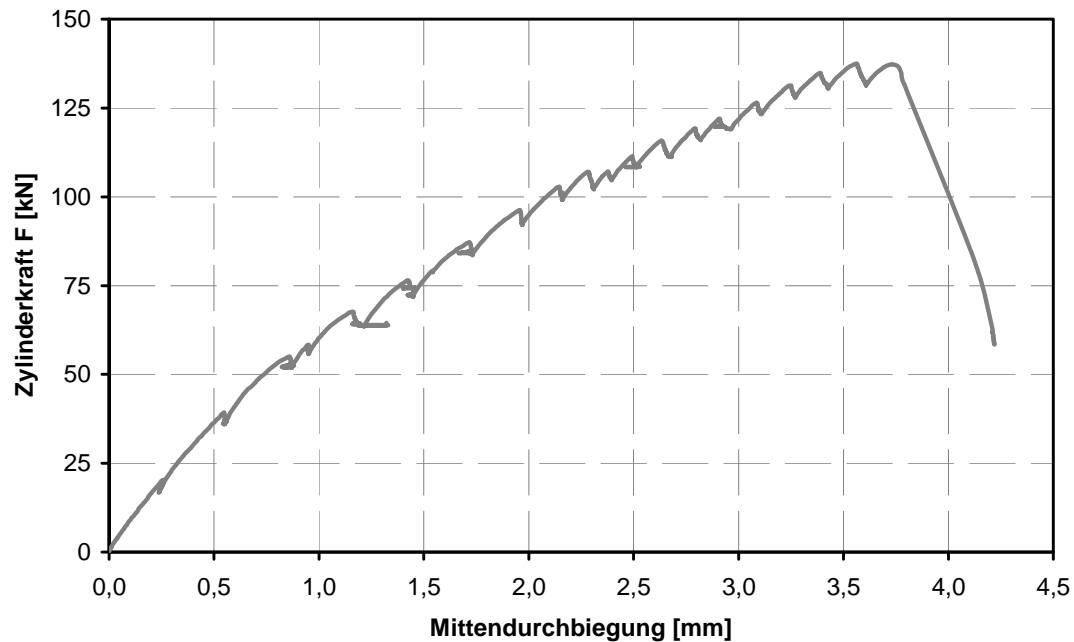


Diagramm 5-1: Kraft – Mittendurchbiegungs - Diagramm, Versuch T4\_120\_oben

Diagramm 5-2 zeigt die Biegelinien des Versuchskörpers bei verschiedenen Laststufen. Schon bei ca. 119 kN ist „auf Öffnungsseite“ ( $l_i/l_{ges} = 0,25$ ) eine, im Vergleich zur Versuchsträgerseite ohne Öffnung ( $l_i/l_{ges} = 0,75$ ), größere Durchbiegung zu beobachten. Die Anordnung der Wegaufnehmer, die zur Verformungsmessung dienten, können Abbildung 4-2 entnommen werden.

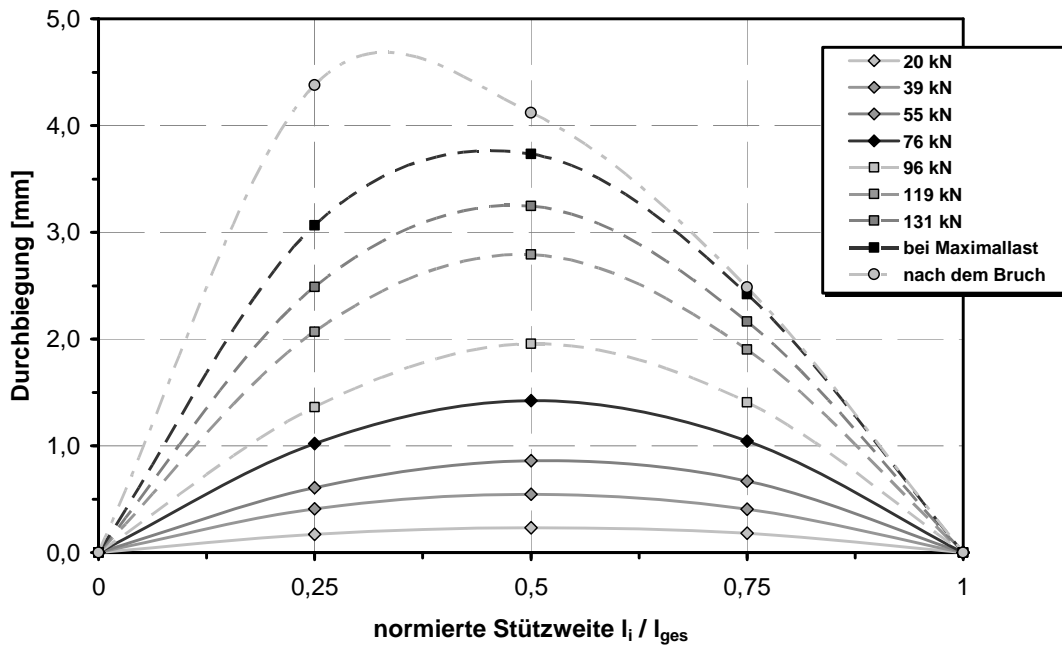


Diagramm 5-2: Biegelinien Versuch T4\_120\_oben

Ein Wegaufnehmer zeichnete während des Versuches die Dehnung der Druckzone im Bereich der Öffnung auf (Diagramm 5-3). Bis zu einer Last von 100 kN wird die Druckzone wie erwartet gestaucht. Mit dem ersten Auftreten eines Schubrisses ausgehend vom oberen Öffnungsbereich geht die Stauchung der Druckzone zurück. Bei einer Dehnung von ca. 0,2 ‰ können die entstehenden Zugspannungen am oberen Querschnittsrand nicht mehr aufgenommen werden. Es entsteht ein Riss ausgehend vom oberen Querschnittsrand bis hin zur Öffnung (Abbildung 5-1).

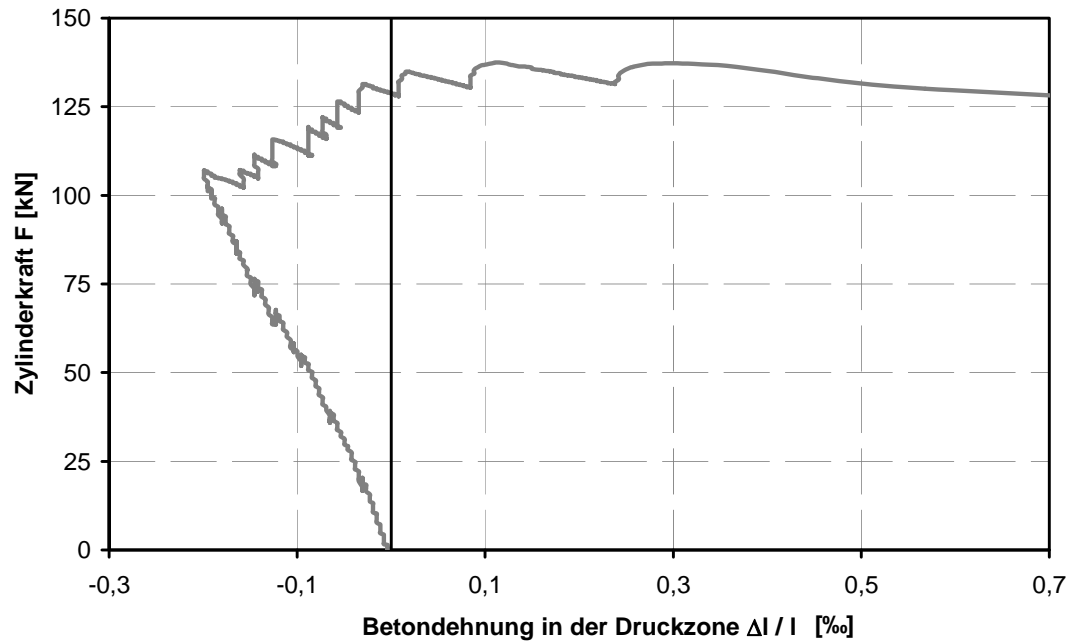


Diagramm 5-3: Dehnung der Druckzone im Bereich der Öffnung, Versuch T4\_120\_oben

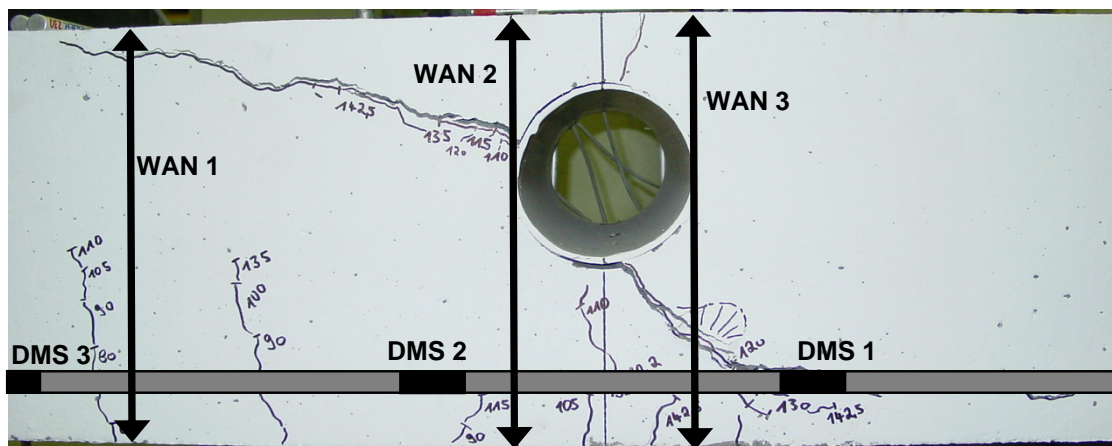


Abbildung 5-1: Versuch T4\_120\_oben

Diagramm 5-4 zeigt die Dehnungen der Längsbewehrung. In Abbildung 5-1 ist die Lage der Dehnmessstreifen (DMS) im Versuchskörper gekennzeichnet. DMS 3 wurde in Feldmitte angeordnet und erfährt die größte Dehnung. DMS 2 liegt im Bereich zwischen Öffnung und Auflager. DMS 1 wurde zwischen Öffnung und Auflager angeordnet. Kurz vor dem Erreichen der Traglast steigt die Stahldehnung gemessen von DMS 1 überproportional an. Der Versagensriss entwickelt sich in diesem Stadium bereits entlang der Längsbewehrung und die Dübelwirkung ist aktiviert.

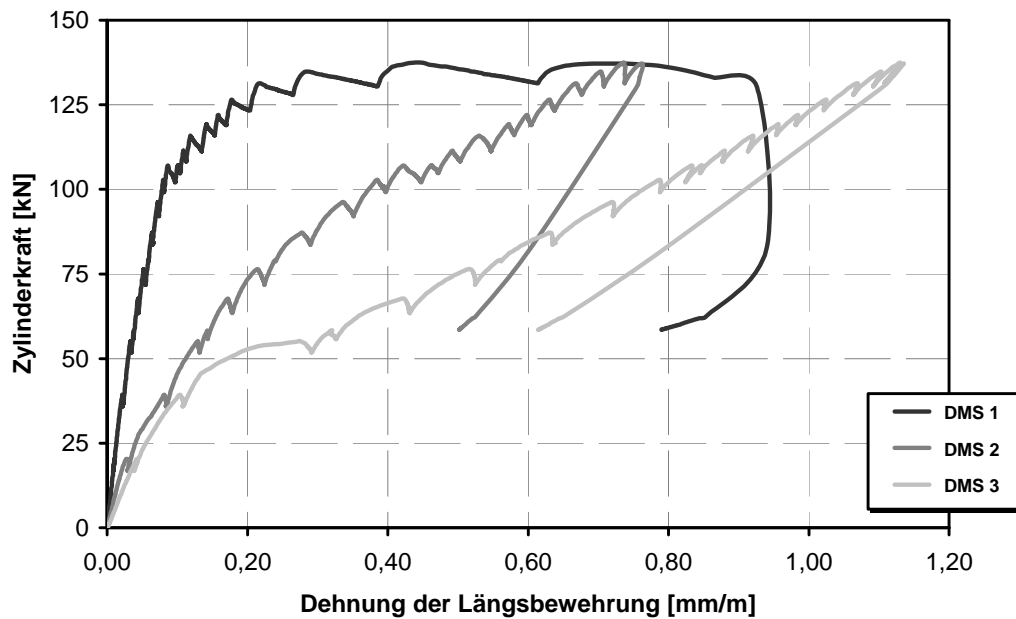


Diagramm 5-4: Dehnung der Längsbewehrung, Versuch T4\_120\_oben

Diagramm 5-5 zeigt die Messergebnisse dreier Wegaufnehmer, die die Änderungen der Versuchskörperdicke liefern. Ab einer Last von etwas 110 kN ist eine deutliche Aufwölbung des Querschnitts im Bereich der Öffnung zu beobachten. Bei dieser Last entstehen auch die ersten Schubrisse ausgehend von der Öffnung.

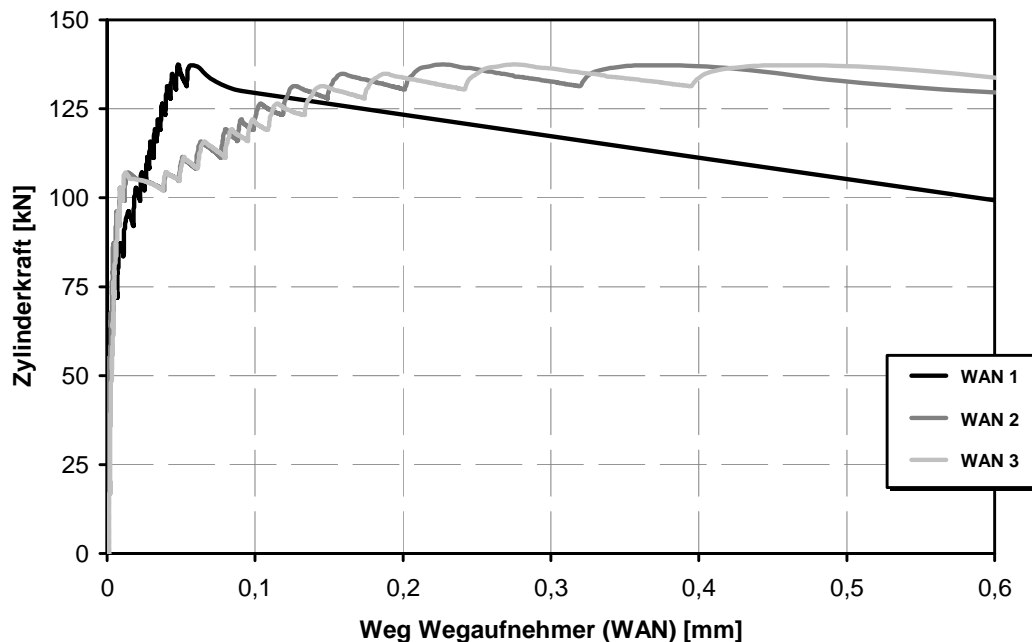


Diagramm 5-5: Messdaten der Wegaufnehmer (Dickenänderung des Querschnitts), Versuch T4\_120\_oben



### 5.1.3 Fotogrammetrie

In Abbildung 5-2 bis Abbildung 5-5 sind Ergebnisbilder der fotogrammetrischen Messung von Versuch T5 (Öffnungsaußendurchmesser 70 mm) dargestellt. Die dargestellten Balken in den nachfolgenden Abbildungen stellen die Abstandsänderung der Messpunkte dar. Die Extremwerte an den Rändern sind Ausreißer, die z. B. durch das Lösen einzelner Messpunkte entstehen können. In Stadium 2 kann man die Entstehung der ersten Biegerisse erkennen. Die Rissspitze des Biegerisses auf der lastabgewandten Seite der Öffnung hat die Öffnung schon erreicht, während der Biegeriss rechts der Öffnung noch nicht so weit ausgeprägt ist.

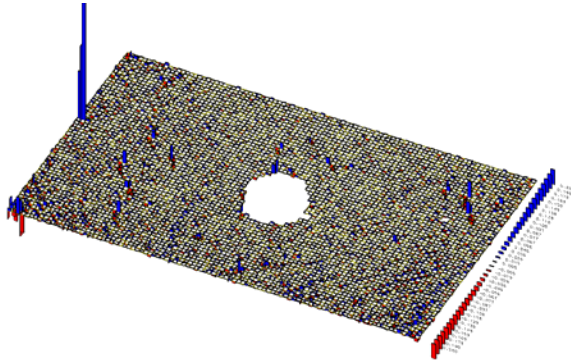


Abbildung 5-2: T5\_Kiefer Stadium 1

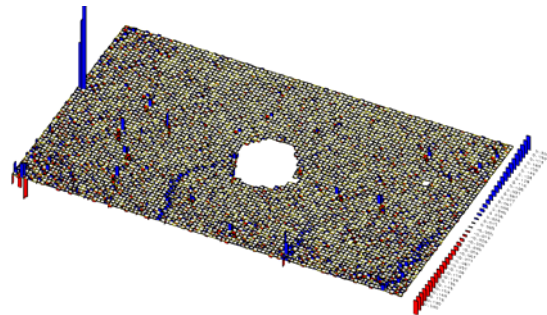


Abbildung 5-3: T5\_Kiefer Stadium 2

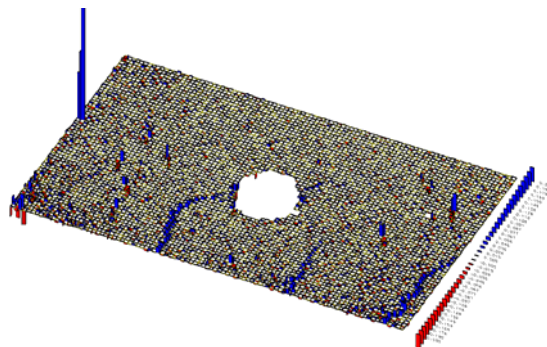


Abbildung 5-4: T5\_Kiefer Stadium 3

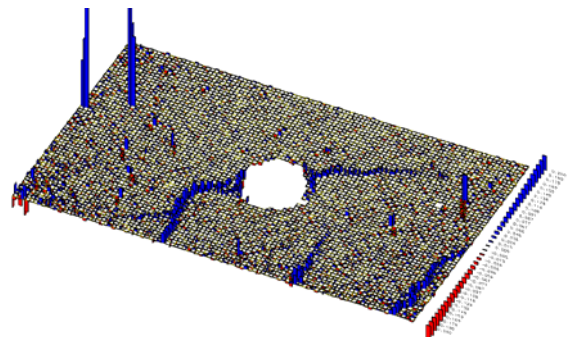


Abbildung 5-5: T5\_Kiefer Stadium 4

Der Biegeriss links der Öffnung neigt sich, entwickelt sich oberhalb der Öffnung weiter und pflanzt sich bis zum Erreichen der Traglast in die Druckzone fort. Kurz vor dem Erreichen der Traglast entsteht auf der Höhe der Längsbewehrung ein Schrägriss ausgehend vom maßgebenden Versagensriss.

Im Folgenden ist in den Bildern (Abbildung 5-6 bis Abbildung 5-9) die Rissentwicklung des Versuchs T5\_120\_mitte dargestellt.

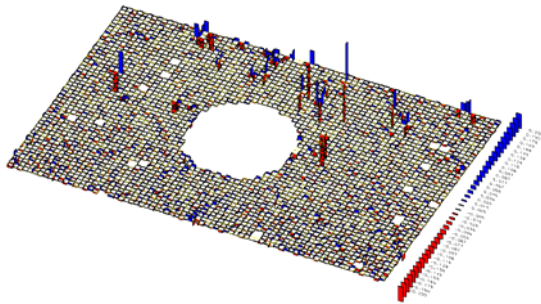


Abbildung 5-6: T5\_120\_mitte Stadium 1

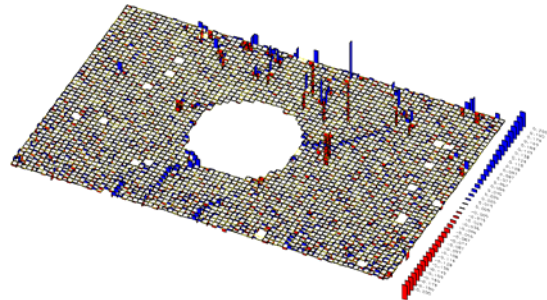


Abbildung 5-7: T5\_120\_mitte Stadium 2

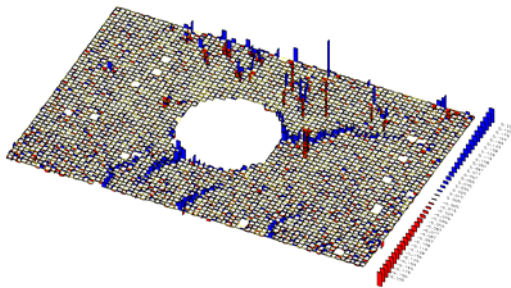


Abbildung 5-8: T5\_120\_mitte Stadium 3

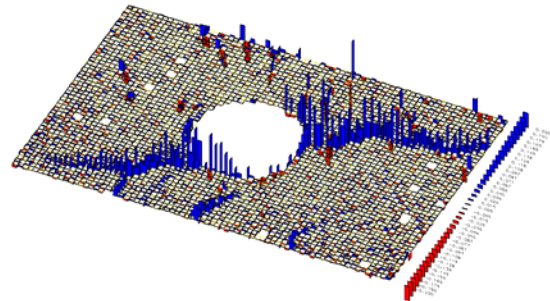


Abbildung 5-9: T5\_120\_mitte Stadium 4

Die Rissentwicklung in diesem Versuch unterscheidet sich vom oben gezeigten dadurch, dass der zum Versagen führende Riss sich nicht aus einem Biegeriss entwickelt sondern von der Öffnung ausgehend entsteht. Erst kurz vor Erreichen der Traglast vereinigt sich dieser Riss mit einem Biegeriss links der Öffnung und setzt sich dann auf Höhe der Bewehrung Richtung Lasteinleitung fort.

### 5.1.4 Zusammenstellung der erreichten Traglasten

In Tabelle 5-1 sind die Traglasten, die Betonfestigkeiten, sowie wesentliche Kennwerte aller Versuche mit einer Einzelöffnung und der entsprechenden Referenzversuche dargestellt. Die Bestimmung der Traglastabminderung gegenüber dem Vollquerschnitt erfolgte zunächst mit zwei unterschiedlichen Vergleichslasten:

1. Vergleich mit den Referenzlasten aus den Traglastversuchen,
2. Vergleich mit dem rechnerisch ermittelten mittleren Widerstandswert  $V_{Rm,ct}$ .

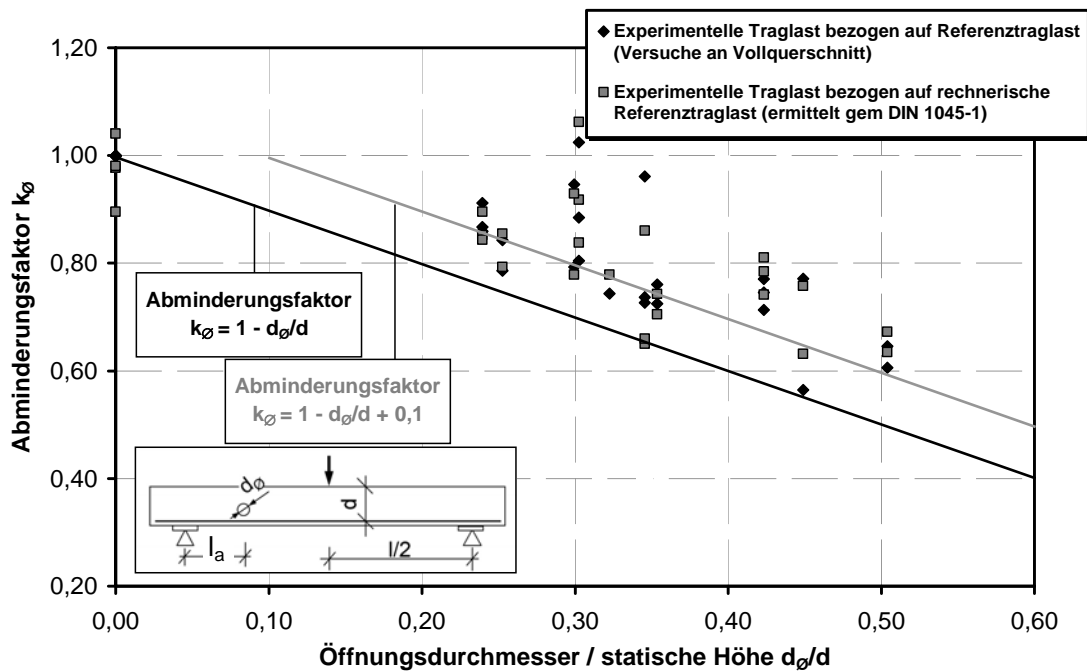
Dabei wird  $V_{Rm,ct}$  wurde nach folgender Gleichung ermittelt:

$$V_{Rm,ct} = 0,2 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad (5.1)$$

	Versuchs- bezeichnung	$f_{ck}$	$\rho_1$	$A_{sl}$	Maximallast im Versuch $F_u$	$V_{Rm,ct}$ Gleichung (5.1)	Statische Höhe $d$	Außen- durchmesser der Öffnung $d_o$	$d_o/d$	$F_u / V_{Rm,ct}$	$F_u /$ $F_{u,Referenzversuch}$
		[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
Versuchsreihe 1	T1_70_unten	21,9	0,009	9,1	171	204	248	75	0,30	0,84	0,80
Versuchsreihe 1	T1_ohne	21,9	0,009	9,1	213	204	248	0	0,00	1,04	1,00
Versuchsreihe 1	T2_70_mitte	22,2	0,009	9,1	188	205	248	75	0,30	0,92	0,88
Versuchsreihe 1	T2_70_oben	22,2	0,009	9,1	218	205	248	75	0,30	1,06	1,02
Versuchsreihe 1	T3_100_mitte	21,3	0,009	9,1	159	202	248	105	0,42	0,78	0,75
Versuchsreihe 1	T3_100_oben	21,3	0,009	9,1	164	202	248	105	0,42	0,81	0,77
Versuchsreihe 1	T4_100_unten	21,9	0,009	9,1	152	205	248	105	0,42	0,74	0,71
Versuchsreihe 1	T4_120_oben	21,9	0,009	9,1	137	204	248	125	0,50	0,67	0,65
Versuchsreihe 1	T5_120_mitte	21,6	0,009	9,1	129	203	248	125	0,50	0,63	0,61
Versuchsreihe 1	T5_Kiefer	21,6	0,009	9,1	158	203	248	80	0,32	0,78	0,74
Versuchsreihe 1	T6_70_mitte	18,8	0,014	16,1	218	254	297	75	0,25	0,85	0,84
Versuchsreihe 1	T6_70_unten	19,1	0,014	16,1	203	256	297	75	0,25	0,79	0,79
Versuchsreihe 1	T7_70_oben	21,0	0,014	16,1	258	264	297	0	0,00	0,98	1,00
Versuchsreihe 1	T8_100_mitte	21,0	0,014	16,1	196	264	297	105	0,35	0,74	0,76
Versuchsreihe 1	T8_100_oben	21,3	0,014	16,1	187	265	297	105	0,35	0,70	0,72
Versuchsreihe 2	T10_40_oben	38,3	0,020	16,1	203	227	167	40	0,24	0,90	0,91
Versuchsreihe 2	T10_75_oben	38,3	0,020	16,1	172	227	167	75	0,45	0,76	0,77
Versuchsreihe 2	T11_40_mitte	38,3	0,020	16,1	193	227	167	40	0,24	0,85	0,87
Versuchsreihe 2	T11_50_oben	38,3	0,020	16,1	211	227	167	50	0,30	0,93	0,95
Versuchsreihe 2	T12_40_unten	38,3	0,020	16,1	192	227	167	40	0,24	0,84	0,86
Versuchsreihe 2	T12_50_unten	38,3	0,020	16,1	177	227	167	50	0,30	0,78	0,79
Versuchsreihe 2	T13_75_mitte	39,0	0,019	16,1	184	284	217	75	0,35	0,65	0,73
Versuchsreihe 2	T13_ohne	39,0	0,019	16,1	254	284	217	0	0,00	0,90	1,00
Versuchsreihe 2	T14_75_oben	39,0	0,019	16,1	244	284	217	75	0,35	0,86	0,96
Versuchsreihe 2	T14_75_unten	39,0	0,019	16,1	187	284	217	75	0,35	0,66	0,74
Versuchsreihe 2	T9_75_mitte	38,33	0,020	16,1	143	227	167	75	0,45	0,63	0,56
Versuchsreihe 2	T9_ohne	38,34	0,020	16,1	223	227	167	0	0,00	0,98	1,00

Tabelle 5-1: Gesamtauswertung Versuchsreihen 1 und 2

Im nachfolgenden Diagramm ist die in Tabelle 5-1 berechnete Resttragfähigkeit über dem Verhältnis von Öffnungsdurchmesser zu Statischer Höhe aufgetragen.

Diagramm 5-6: Abminderungsfaktor  $k_{\varnothing}$  in Abhängigkeit vom Verhältnis  $d_{\varnothing}/d$ 

Die in schwarz eingetragene Gerade würde einer der Querschnittsreduzierung entsprechenden Tragfähigkeitsabminderung entsprechen. In der nachfolgenden Tabelle wurden die berechneten Tragfähigkeiten mit der Traglast im Versuch verglichen. Der Abminderungsfaktor der Querkrafttragfähigkeit wurde zu

$$k_{\varnothing} = 1 - \frac{d_{\varnothing}}{d} \text{ angesetzt.} \quad (5.2)$$

Wertet man so alle Versuche aus, erhält man mit den in den Versuchen erzielten Werten eine im Mittel um 18% größere Tragfähigkeit im Vergleich zur berechneten Traglast.

In der nachfolgenden Auswertung soll jetzt die Höhenlage der Öffnung im Querschnitt erfasst werden. Die oben durchgeführte Auswertung erfolgt nun getrennt für die Öffnungslage im unteren Querschnittsbereich (hier: Zugzone), im oberen Querschnittsbereich (hier: Druckzone) und bei mittlerer Lage im Querschnitt.

	Versuchs- bezeichnung	$f_{ck}$	$\rho_l$	$A_{sl}$	Maximallast im Versuch $F_u$	$V_{Rm,ct}$ Gleichung (5.1)	$k_{\varnothing}$	$k_{\varnothing} \cdot V_{Rm,ct}$	$F_u/(k_{\varnothing} \cdot V_{Rm,ct})$
	[ - ]	[ N/mm <sup>2</sup> ]	[ - ]	[ cm <sup>2</sup> ]	[ kN ]	[ kN ]	[ - ]	[ kN ]	[ - ]
Versuchsreihe 1	T1_70_unten	21,9	0,009	9,1	171	204	0,70	143	1,201
Versuchsreihe 1	T4_100_unten	21,9	0,009	9,1	152	205	0,58	118	1,286
Versuchsreihe 1	T6_70_unten	19,1	0,014	16,1	203	256	0,75	191	1,060
Versuchsreihe 2	T12_40_unten	38,3	0,020	16,1	192	227	0,76	173	1,110
Versuchsreihe 2	T12_50_unten	38,3	0,020	16,1	177	227	0,70	159	1,111
Versuchsreihe 2	T14_75_unten	39,0	0,019	16,1	187	284	0,65	186	1,009
Mittelwert:									1,130

Tabelle 5-2: Auswertung der Versuche (Versuchsreihe 1 und 2) mit Öffnungen im unteren Querschnittsbereich

	Versuchs- bezeichnung	$f_{ck}$	$\rho_l$	$A_{sl}$	Maximallast im Versuch $F_u$	$V_{Rm,ct}$ Gleichung (5.1)	$k_{\emptyset}$	$k_{\emptyset} \cdot V_{Rm,ct}$	$F_u/(k_{\emptyset} \cdot V_{Rm,ct})$
	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
Versuchsreihe 1	T2_70_mitte	22,2	0,009	9,1	188	205	0,70	143	1,316
Versuchsreihe 1	T3_100_mitte	21,3	0,009	9,1	159	202	0,58	117	1,361
Versuchsreihe 1	T5_120_mitte	21,6	0,009	9,1	129	203	0,50	101	1,279
Versuchsreihe 1	T5_Kiefer	21,6	0,009	9,1	158	203	0,68	138	1,149
Versuchsreihe 1	T6_70_mitte	18,8	0,014	16,1	218	254	0,75	190	1,144
Versuchsreihe 1	T8_100_mitte	21,0	0,014	16,1	196	264	0,65	171	1,149
Versuchsreihe 2	T11_40_mitte	38,3	0,020	16,1	193	227	0,76	173	1,121
Versuchsreihe 2	T13_75_mitte	39,0	0,019	16,1	184	284	0,65	186	0,994
Versuchsreihe 2	T9_75_mitte	38,328	0,020	16,1	143	227	0,55	125	1,146

Mittelwert:	1,184
-------------	-------

Tabelle 5-3: Auswertung der Versuche (Versuchsreihe 1 und 2) mit Öffnungen im mittleren Querschnittsbereich

	Versuchs- bezeichnung	$f_{ck}$	$\rho_l$	$A_{sl}$	Maximallast im Versuch $F_u$	$V_{Rm,ct}$ Gleichung (5.1)	$k_{\emptyset}$	$k_{\emptyset} \cdot V_{Rm,ct}$	$F_u/(k_{\emptyset} \cdot V_{Rm,ct})$
	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
Versuchsreihe 1	T2_70_oben	22,2	0,009	9,1	218	205	0,70	143	1,523
Versuchsreihe 1	T3_100_oben	21,3	0,009	9,1	164	202	0,58	117	1,406
Versuchsreihe 1	T4_120_oben	21,9	0,009	9,1	137	204	0,50	101	1,356
Versuchsreihe 1	T7_70_oben	21,0	0,014	16,1	258	264	1,00	264	0,977
Versuchsreihe 1	T8_100_oben	21,3	0,014	16,1	187	265	0,65	172	1,090
Versuchsreihe 2	T10_40_oben	38,3	0,020	16,1	203	227	0,76	173	1,178
Versuchsreihe 2	T10_75_oben	38,3	0,020	16,1	172	227	0,55	125	1,375
Versuchsreihe 2	T11_50_oben	38,3	0,020	16,1	211	227	0,70	159	1,327
Versuchsreihe 2	T14_75_oben	39,0	0,019	16,1	244	284	0,65	186	1,315

Mittelwert:	1,283
-------------	-------

Tabelle 5-4: Auswertung der Versuche (Versuchsreihe 1 und 2) mit Öffnungen im oberen Querschnittsbereich

Die oben aufgeführten Auswertungen zeigen, dass bei Lage der Öffnungen im unteren Querschnittsbereich (Zugzone) eine größere Traglastabminderung als bei Lage der Öffnungen im mittleren oder oberen Querschnittsbereich (Druckzone) zu erwarten ist. Bei Lage der Öffnung im unteren Teil des Trägers wird ein mittleres Verhältnis von 1,13 der berechneten zu den tatsächlichen Traglasten erreicht. Das bedeutet, dass für die ungünstigste Öffnungslage im unteren Trägerbereich (Zugzone) die mittlere Traglast mit dem Abminderungsfaktor  $k_{\emptyset}$  berechnet werden kann und dabei im Mittel 13 % Traglastreserve vorhanden ist.

Damit ergibt sich die folgende Bemessungsgleichung für Querschnitte mit kreisrunden Öffnungen mit Verhältnissen von Öffnungsdurchmesser zu statischer Höhe zwischen 0,2 und 0,5 zu:

$$V_{Rd,ct,\emptyset} = k_{\emptyset} \cdot \left[ 0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (5.3)$$

$$k_{\emptyset} = 1 - \frac{d_{\emptyset}}{d}$$

Bei Einzelöffnungen, deren Mittelachse zwischen Querschnittsmitte und gedrücktem Rand liegt, kann der Faktor  $k_{\emptyset}$  entsprechend Tabelle 5-3 und Tabelle 5-4 um 0,1 erhöht werden:

$$k_{\emptyset} = 1 - \frac{d_{\emptyset}}{d} + 0,1 \quad (5.4)$$

Bei Anordnung der Öffnungen im gedrückten Querschnittsbereich ist bei der Bemessung sicherzustellen, dass eine ausreichende Druckzonenhöhe zum Abtrag des Biegemomentes vorhanden ist.

## 5.2 Versuchsreihe 3

### 5.2.1 Lage der Öffnung in Bauteillängsrichtung

Tabelle 5-5 zeigt die Traglasten und die wesentlichen Versuchparameter der Versuche zur Bestimmung des Einflusses der Lage der Öffnung in Bauteillängsrichtung. Da die Versuchsreihen 1 und 2 gezeigt haben, dass die ungünstigste Positionierung bezüglich der Traglast im unteren Querschnittsbereich liegt, wurden die Öffnungen der im folgenden betrachteten Versuche ebenfalls im unteren Querschnittsbereich angeordnet. Der Abstand von Lasteinleitung zu Lagerachse betrug 85 cm.

	Versuchs- bezeichnung	$f_{ck}$	$\rho_l$	$A_{st}$	Abstand der Öffnungs-achse von der Auflagerachse $a$	Maximallast im Versuch $F_{u,ct}$	$V_{Rm,ct}$	Statische Höhe $d$	Aussendurch- messer Öffnung $d_o$	$d_o/d$	$F_u / V_{Rm,ct}$	$F_u / F_{u,Referenz}$
	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
Versuchsreihe 3	T_315	26,4	0,019	16,1	-	245	249	217	0	0,00	0,98	1,00
Versuchsreihe 3	T_316	26,4	0,019	16,1	120	195	249	217	75	0,35	0,78	0,80
Versuchsreihe 3	T_317	26,4	0,019	16,1	195	185	249	217	75	0,35	0,74	0,76
Versuchsreihe 3	T_318	26,4	0,019	16,1	270	168	249	217	75	0,35	0,67	0,69
Versuchsreihe 3	T_319	26,4	0,019	16,1	320	204	249	217	50	0,23	0,82	0,83
Versuchsreihe 3	T_320	26,4	0,019	16,1	220	210	249	217	50	0,23	0,84	0,86
Versuchsreihe 3	T_321	26,4	0,019	16,1	445	195	249	217	50	0,23	0,78	0,80
Versuchsreihe 3	T_322	26,4	0,019	16,1	120	231	249	217	50	0,23	0,93	0,94

Tabelle 5-5: Versuchparameter und Traglasten – Lage der Öffnungen in Bauteillängsrichtung

Die Versuchsergebnisse zeigen bereits eine klare Tendenz. Die Tragfähigkeit des Querschnitts fällt mit zunehmender Entfernung der Öffnung vom Auflager ab.

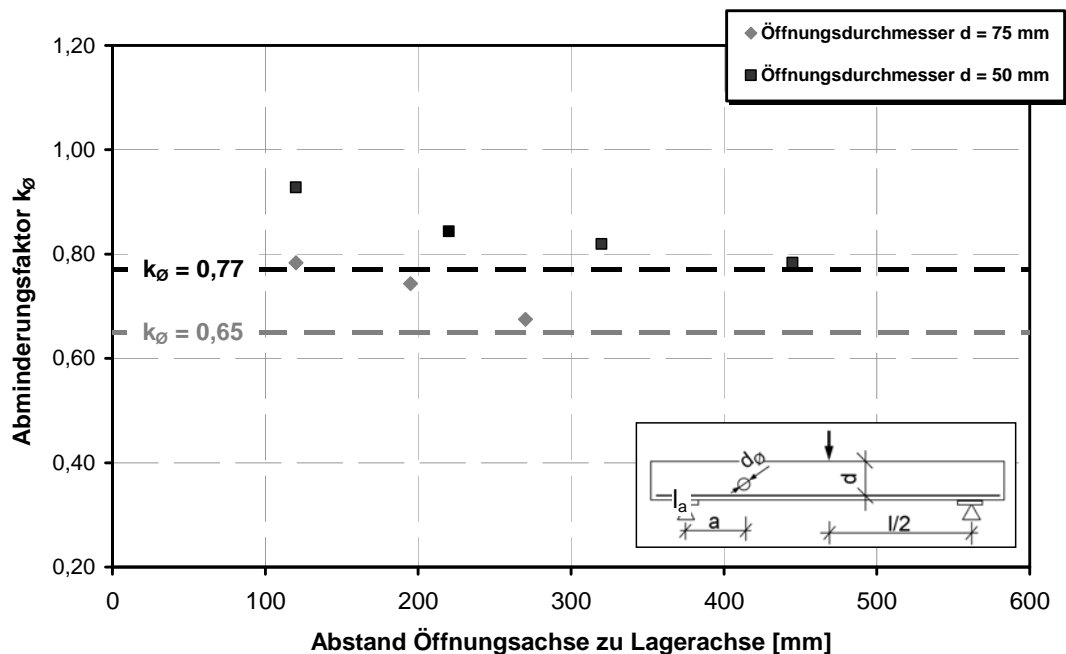


Diagramm 5-7: Abminderungsfaktor  $k$  in Abhängigkeit von der Lage der Öffnungen in Bauteillängsrichtung

Die in Diagramm 5-7 eingetragenen Geraden zeigen die Faktoren gemäß Gleichung (5.3) für die Resttragfähigkeit des geschwächten Querschnitts für die beiden untersuchten Verhältnisse  $d_o/d$ . Für die untersuchten Anordnungen der Öffnungen kann

die Querkrafttragfähigkeit eines geschwächten Querschnitts nach Gleichung (5.3) ermittelt werden.

Der auf die halbe Stützweite bezogene Abstand der Öffnungen zur Auflagerlinie betrug in den Versuchsserien 1 und 2 etwa 0,5. In der hier betrachteten Versuchsreihe 3 betrug der größte betrachtete bezogene Öffnungsabstand 0,52.

In Kapitel 6.2.2 werden Parameterstudien mit der FE –Methode vorgestellt, die weitere Ergebnisse zum Einfluss der Lage der Öffnung liefern sollen. Hauptsächlich soll geklärt werden, ob die Traglast bei weiterer Näherung an die Lasteinleitung weiter abfällt.

Bisher kann festgehalten werden, dass die reduzierte Querkrafttragfähigkeit für die untersuchten Abstände zur Lasteinleitung nach Gleichung (5.3) berechnet werden kann.

### 5.2.2 Versuche mit zentrischer Zugkraft

In Tabelle 5-6 werden die Ergebnisse der durchgeführten Versuche dargestellt.

Versuchs- bezeichnung	Statische Höhe d	d <sub>Ø</sub>	d <sub>Ø</sub> /d	zentrische Zugkraft	f <sub>ck</sub>	Querkraft im Versuch V <sub>Test</sub>
	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]
LBV 01	217	-	-	190	13,8	89
LBV 02	217	-	-	-	15,1	95
LBV 03	217	75	0,35	170	15,1	53
LBV 04	217	50	0,23	140	15,1	63
LBV 05	217	40	0,18	160	13,9	78
LBV 06	217	75	0,35	150	13,9	55

Tabelle 5-6: Versuchsparameter und Traglasten – Versuche mit Zugkraft

Der Vergleich der Traglasten der Referenzversuche LBV 01 und LBV 02 zeigt eine Traglastdifferenz von 6 kN. Das entspricht einer Abminderung um 6,5%.

Bei einer Bemessung nach DIN 1045-1 wird die Zugkraft im Querschnitt durch eine Abminderung der Querkrafttragfähigkeit in Abhängigkeit der Zugkraft im Querschnitt wie folgt berücksichtigt:

$$V_{Rd,ct} = \left[ 0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (5.5)$$

mit  $\sigma_{cd} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{N_{Ed}}{b_w \cdot h}$  ergibt sich:

$$V_{Rd,ct} = 0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d - 0,12 \cdot N_{Ed} \cdot \frac{d}{h} \quad (5.6)$$

Auf Niveau des Mittelwertes ergibt sich mit Gleichung (5.1):



$$\begin{aligned}
 V_{Rm,ct} &= c_k \cdot \gamma_c \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d - 0,12 \cdot N_{Ek} \cdot \frac{d}{h} \\
 &= 0,14 \cdot 1,5 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d - 0,12 \cdot N_{Ek} \cdot \frac{d}{h} \\
 &= 0,2 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d - 0,12 \cdot N_{Ek} \cdot \frac{d}{h}
 \end{aligned} \tag{5.7}$$

Nach Gleichung (5.7) ergibt sich die Abminderung der Querkrafttragfähigkeit zu:

$$\begin{aligned}
 \Delta V_{Rm,ct} &= -0,12 \cdot N_{Ek} \cdot \frac{d}{h} \\
 &= -0,12 \cdot 190 \cdot \frac{21,7}{25,0} = -19,8 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{5.8}$$

Die rechnerische Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rm,ct,cal}$  ermittelt sich rechnerisch zu:

$$\begin{aligned}
 V_{Rm,ct,cal} &= 0,2 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d - 0,12 \cdot N_{Ek} \cdot \frac{d}{h} \\
 \kappa &= 1 + \sqrt{200/d} = 1 + \sqrt{200/217} = 1,92 \leq 2,0 \\
 \rho_1 &= \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{16,01}{0,4 \cdot 0,218} = 0,0184 \leq 0,02 \\
 f_{ck} &= 13,8 \text{ N/mm}^2 \\
 &= 0,2 \cdot 1,92 \cdot (100 \cdot 0,0184 \cdot 13,8)^{1/3} \cdot 0,4 \cdot 0,217 - 0,12 \cdot 0,19 \cdot \frac{0,217}{0,25} \\
 &= 0,098 - 0,0198 = 0,078 \text{ MN} = 78 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{5.9}$$

In der nachfolgenden Tabelle wurde die rechnerische Traglast  $V_{Rm,ct,cal}$  nach Gleichung (5.7) für alle Versuche ermittelt und mit der im Versuch ermittelten Traglast  $V_{Test}$  verglichen.

Der Abminderungsfaktor  $k_\emptyset$  für einzelne kreisrunde Öffnungen wurde entsprechend den vorhergehenden Auswertungen zu  $k_\emptyset = 1 - \frac{d_\emptyset}{d}$  angesetzt.

In den nachfolgenden Tabellen werden zwei Möglichkeiten untersucht den Abminderungsfaktor anzusetzen. In Tabelle 5-7 wurde  $V_{Rm,ct,cal}$  nach Gleichung (5.10) berechnet. Dabei wird nur der erste Term der Gleichung der Abminderungsfaktor  $k_\emptyset$  multipliziert.

$$V_{Rm,ct,cal} = k_\emptyset \cdot 0,2 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d - 0,12 \cdot N_{Ek} \cdot \frac{d}{h} \tag{5.10}$$

In Tabelle 5-8 wurde  $V_{Rm,ct,cal}$  nach Gleichung (5.11) berechnet. Dabei wurde die ganze Gleichung mit dem Abminderungsfaktor  $k_\emptyset$  multipliziert.

$$V_{Rm,ct,cal} = k_{\emptyset} \cdot \left( 0,2 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d - 0,12 \cdot N_{Ek} \cdot \frac{d}{h} \right) \quad (5.11)$$

Das Abzugsglied nach Gleichung (5.8) berücksichtigt die Normalspannungen im Querschnitt. Dabei wird als Querschnittsfläche der Vollquerschnitt – nicht der durch die Öffnung geschwächte Querschnitt – angesetzt. Die Größe des Abzugsgliedes ist in den nachfolgenden Tabellen ebenfalls dargestellt. Eine Abminderung des Abzugsgliedes scheint nicht sinnvoll, da die Normalzugspannungen im Bereich des geschwächten Querschnitts größer werden.

Bei der Berechnung nach Gleichung (5.10) liegen die Versuchswerte im Mittel 8 % über den berechneten Werten. Berechnet man nach Gleichung (5.11), liegen die Traglasten im Durchschnitt nur noch 3 % über den berechneten Werten

Versuchs- bezeichnung	Statische Höhe d	d <sub>0</sub>	d <sub>0</sub> /d	eingeleitete Zugkraft	f <sub>ck</sub>	Querkraft im Versuch V <sub>Test</sub>	k <sub>∅</sub>	V <sub>Rm,ct,cal</sub>	V <sub>Test</sub> /V <sub>Rm,ct,cal</sub>	Abzugsglied ΔV <sub>Rm,ct</sub> = 0,12·N <sub>Ek</sub> ·d/h
	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]
LBV 01	217	-	-	190	13,8	89		78	1,13	19,8
LBV 02	217	-	-	-	15,1	95		101	0,94	-
LBV 03	217	75	0,35	170	15,1	53	0,65	48	1,09	17,7
LBV 04	217	50	0,23	140	15,1	63	0,77	63	1,00	14,6
LBV 05	217	40	0,18	160	13,9	78	0,82	63	1,22	16,7
LBV 06	217	75	0,35	150	13,9	55	0,65	49	1,13	15,6

Mittelwert 1,08

Tabelle 5-7. Vergleich der Bruchlasten mit berechneten Werten nach Gleichung (5.10)

Versuchs- bezeichnung	Statische Höhe d	d <sub>0</sub>	d <sub>0</sub> /d	zentrische Zugkraft	f <sub>ck</sub>	Querkraft im Versuch V <sub>Test</sub>	k <sub>∅</sub>	V <sub>Rm,ct,cal</sub>	V <sub>Test</sub> /V <sub>Rm,ct,cal</sub>	Abzugsglied ΔV <sub>Rm,ct</sub> = 0,12·N <sub>Ek</sub> ·d/h·k <sub>∅</sub>
	[mm]	[mm]	[-]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[kN]
LBV 01	217	-	-	190	13,8	89	-	78	1,13	19,8
LBV 02	217	-	-	-	15,1	95	-	101	0,94	-
LBV 03	217	75	0,35	170	15,1	53	0,65	55	0,96	11,6
LBV 04	217	50	0,23	140	15,1	63	0,77	67	0,95	11,2
LBV 05	217	40	0,18	160	13,9	78	0,82	67	1,16	13,6
LBV 06	217	75	0,35	150	13,9	55	0,65	54	1,02	10,2

Mittelwert 1,03

Tabelle 5-8. Vergleich der Bruchlasten mit berechneten Werten nach Gleichung (5.11)

Auf der sicheren Seite liegend wird der Abzugsfaktor resultierend aus der eingeleiteten Zugkraft deshalb nicht mit dem Faktor k<sub>∅</sub> abgemindert.

Die Auswertung in Tabelle 5-7 zeigt, dass der gefundene Abminderungsfaktor k<sub>∅</sub> auch bei den Nachweisen von Querschnitten mit zentrischer Zugbeanspruchung Anwendung finden kann. Hierbei ist die Größe der maximalen untersuchten Zugspannung im Querschnitt 1,95 N/mm<sup>2</sup>.

### 5.2.3 Rechteckige Öffnungen

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden sechs Versuche mit rechteckigen Öffnungen durchgeführt. Die Versuchsparameter und die Ergebnisse dieser Versuche können der nachfolgenden Tabelle entnommen werden.

Bei den Versuchskörpern T\_309 bis T\_312 wurde die Öffnung im unteren Querschnittsbereich angeordnet. Die Öffnungen in den Versuchskörpern T\_313 und T\_314 wurden im oberen Trägerbereich angeordnet.

	Versuchs- bezeichnung	$f_{ck}$	$\rho_l$	Querschnitts- breite $b$	$A_{st}$	$V_{Rm,ct}$ ohne Abminderung	Breite der Öffnung $b_o$	Maximallast im Versuch $F_u$	Statische Höhe $d$	Öffnungs- höhe $d_o$	$a$	$F_u / V_{Rm,ct}$	$F_u / F_{u, Referenz}$
	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]
Versuchsreihe 3	T_315	26,4	0,019	0,400	16,1	281	-	245	217	0	-	0,87	1,00
Versuchsreihe 3	T_309	26,4	0,019	0,400	16,1	281	150	157	217	50	325	0,56	0,64
Versuchsreihe 3	T_310	26,4	0,019	0,400	16,1	281	250	119	217	50	375	0,42	0,49
Versuchsreihe 3	T_311	26,4	0,019	0,400	16,1	281	150	186	217	25	325	0,66	0,76
Versuchsreihe 3	T_312	26,4	0,019	0,400	16,1	281	250	159	217	25	375	0,57	0,65
Versuchsreihe 3	T_313	26,4	0,019	0,400	16,1	281	150	188	217	25	325	0,67	0,77
Versuchsreihe 3	T_314	26,4	0,019	0,400	16,1	281	250	182	217	25	375	0,65	0,74

Tabelle 5-9: Versuchsparameter der Versuche mit rechteckigen Öffnungen

Das nachfolgend dargestellte Diagramm zeigt den Abminderungsfaktor, der sich bei Vergleich der im Versuch ermittelten Tragfähigkeit  $F_u$  zur rechnerischen Tragfähigkeit  $V_{Rm,ct}$  ergibt. Die gestrichelt eingetragenen Linien entsprechen dem Abminderungsfaktor für runde Öffnungen mit einem Außendurchmesser von 50 bzw. 25 mm.

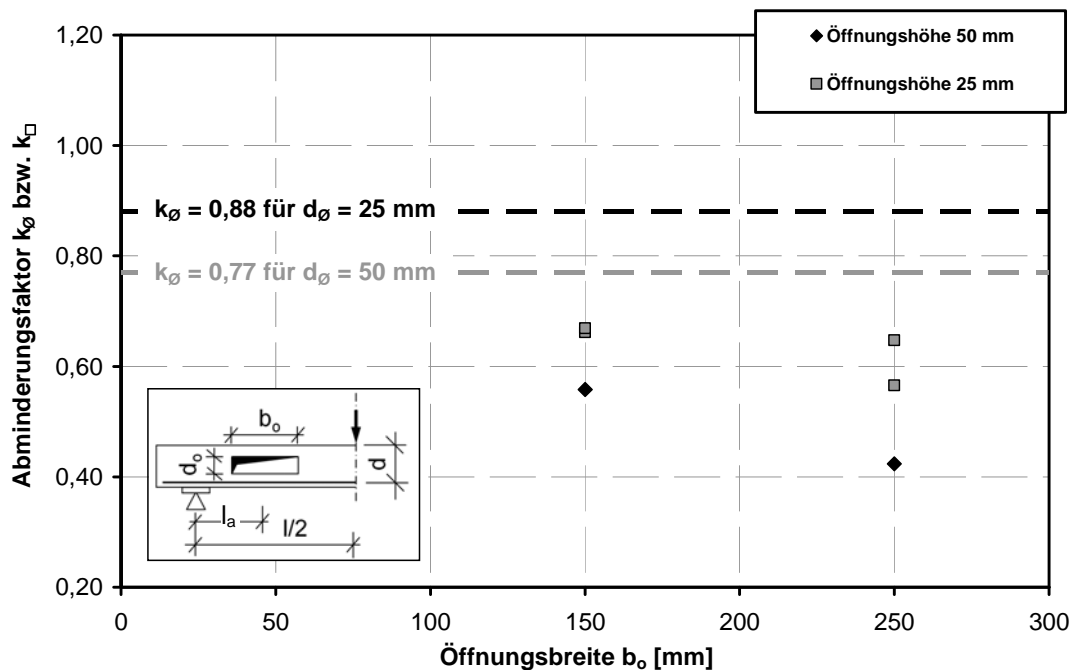


Diagramm 5-8: Einfluss der Öffnungsweite auf die Traglast

Die Versuchsergebnisse zeigen, dass mit zunehmender Öffnungsweite die Traglast deutlich abfällt. Es ist zu vermuten, dass eine quadratische Öffnung mit der Kanten-

länge  $b_0$  eine größere Traglastabminderung als eine runde Öffnung mit dem Außendurchmesser  $d_\phi = b_0$  verursacht.

Aufgrund der geringen Versuchsanzahl wurden in Kapitel 6.2.4 FE-Berechnungen durchgeführt. Zusammen mit den Ergebnissen der FE-Berechnungen kann dann ein Abminderungsfaktor für rechteckige Öffnungen in Abhängigkeit von der Öffnungshöhe und der Öffnungsbreite definiert werden.

### 5.2.4 Öffnungsabstand bei mehreren Öffnungen

Vier Versuche mit jeweils zwei Öffnungen sollten erste Aussagen über die gegenseitige Beeinflussung mehrerer Öffnungen ermöglichen. Ziel der Versuche war es, einen Öffnungsabstand zu definieren, bei dem die Tragfähigkeit der Einzelöffnung erreicht wird.

	Versuchsbezeichnung	$f_{ct}$	$\rho_l$	Querschnittsbreite $b$	$A_{st}$	$V_{Rm,ct}$ ohne Abminderung	Achsabstand der Öffnungen $s$	$s/d_\phi$	Maximallast im Versuch $F_u$	statische Höhe $d$	Außendurchmesser Öffnung $d_\phi$	$d_\phi/d$	$F_u / V_{Rm,ct}$	$F_u / F_{u, Referenz}$
	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[mm]	[-]	[kN]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
Versuchsreihe 3	T_315	26,4	0,019	0,4	16,1	249	-	-	245	217	0	0,00	0,98	0,98
Versuchsreihe 3	T_307	26,4	0,019	0,4	16,1	249	100	2	187	217	50	0,23	0,75	0,75
Versuchsreihe 3	T_308	26,4	0,019	0,4	16,1	249	150	3	212	217	50	0,23	0,85	0,85
Versuchsreihe 3	T_305	26,4	0,019	0,4	16,1	249	150	2	161	217	75	0,35	0,65	0,65
Versuchsreihe 3	T_306	26,4	0,019	0,4	16,1	249	225	3	164	217	75	0,35	0,66	0,66

Tabelle 5-10: Versuchsparemeter und Ergebnisse der Versuche mit mehreren Öffnungen

In Diagramm 5-9 ist der Abminderungsfaktor  $k_\phi$  in Abhängigkeit des Verhältnisses von Öffnungsabstand zu Öffnungsdurchmesser ( $s/d_\phi$ ) aufgetragen. Man erkennt hier, dass bei Versuch T\_308 mit einem Öffnungsdurchmesser von 50 mm und einem Öffnungsachsabstand entsprechend dem 3-fachen Öffnungsdurchmesser die Tragfähigkeit eines Querschnitts mit nur einer Öffnung erreicht wurde. Gleiches gilt für Versuch T\_306, bei dem mit 3-fachem Öffnungsabstand ebenfalls die Tragfähigkeit des Versuches mit einer Einzelöffnung erreicht wurde.

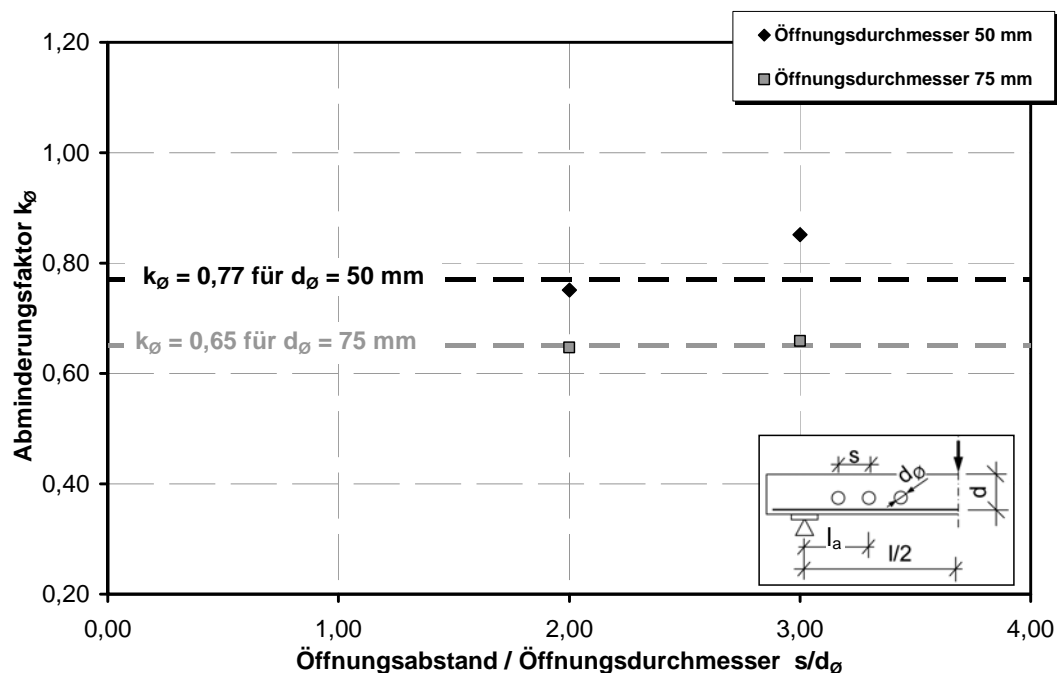


Diagramm 5-9: Abminderungsfaktor der Querkrafttragfähigkeit  $k_0$  in Abhängigkeit vom bezogenen Öffnungsabstand  $s/d_0$

In Kapitel 6.2.3 werden Finite- Elemente- Simulationen beschrieben, die diese Versuche bestätigen und es erlauben, einen entsprechenden Öffnungsabstand zur Sicherstellung der Tragfähigkeit einer Einzelöffnung abzuleiten.

### 5.2.5 Öffnungen im Momentennullpunkt

Tabelle 5-11 zeigt die Versuchsparmeter und Ergebnisse der vier durchgeführten Versuche zur Klärung des Einflusses von Öffnungen im Momentennullpunkt. Die Öffnungen sind dabei immer mittig im Querschnitt angeordnet.

Versuch T 326 (Abbildung 5-11) zeigt das gleiche Versagensbild wie der Referenzversuch T\_323 (Abbildung 5-10). Das Versagen des Versuchs T236 wurde nicht von der Öffnung beeinflusst. Es entstanden zwei voneinander unabhängige Schubrisse, wovon einer letztendlich zum Versagen des Bauteils führte.

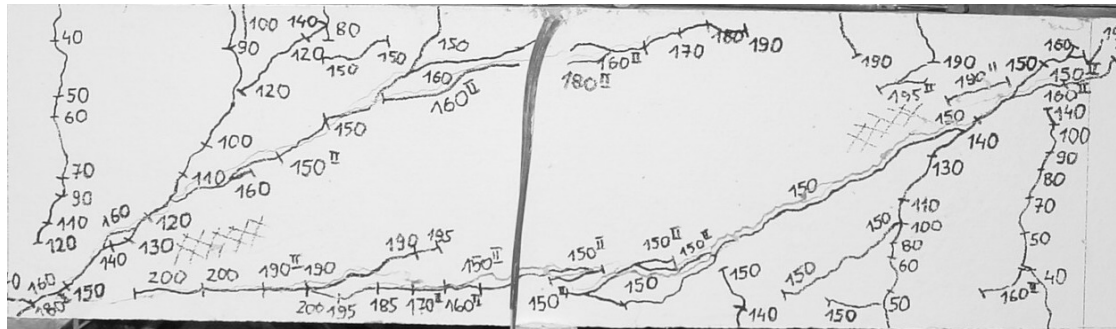


Abbildung 5-10: Versuch T\_323

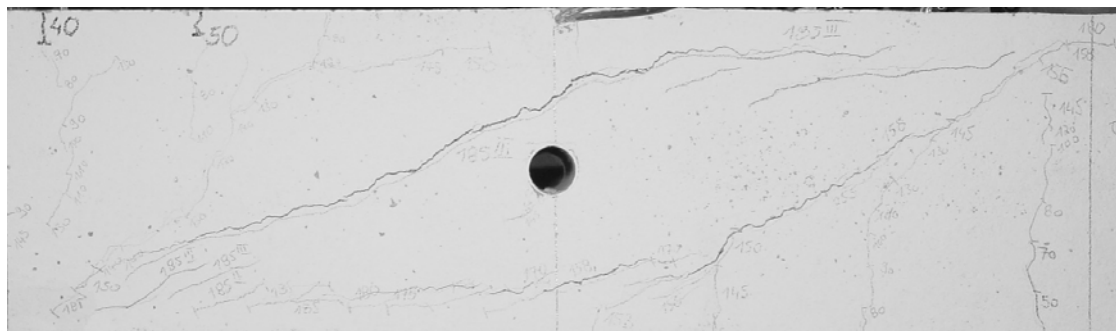


Abbildung 5-11: Versuch T\_326

Bei größeren Öffnungsdurchmessern konnte, wie in den Versuchen T\_324 und T\_325 beobachtet, nur ein Schubriss beobachtet werden, der die Öffnung kreuzte (Abbildung 5-12,Abbildung 5-13).

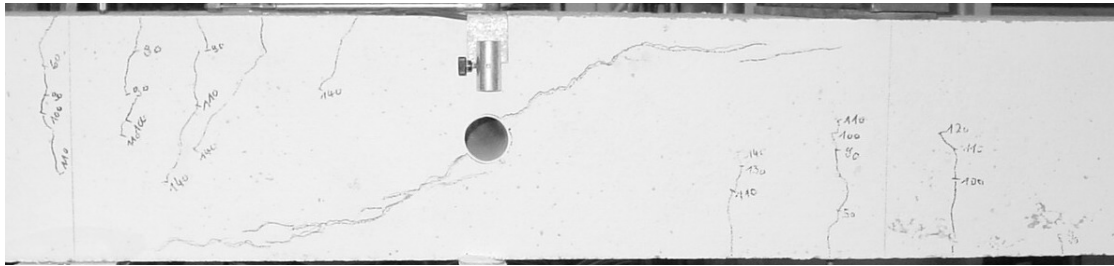


Abbildung 5-12: Versuch T\_324

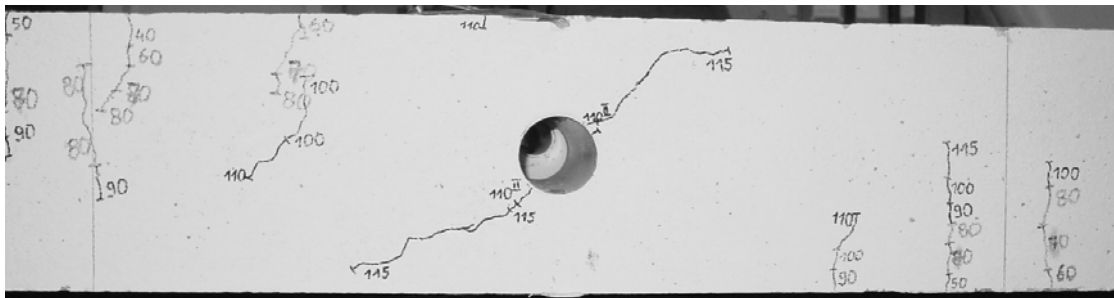


Abbildung 5-13: Versuch T\_325

Tabelle 5-11 zeigt die Versuchsparameter und die Versuchsergebnisse der Versuche mit Öffnungen im Momentennullpunkt.

	Versuchs- bezeichnung	$f_{ck}$	$\rho_t$	Querschnitts- breite $b$	$A_{st}$	$V_{Rm,ct}$ ohne Abminderung	Maximale Querkraft im Versuch $F_u$	Statische Höhe $d$	Öffnungsdurch- messer $d_o$	$d_o/d$	$F_u / F_{u, Referenz}$	$F_u / V_{Rm,ct}$
	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]	[-]	[-]	[-]
Versuchsreihe 3	T_323	24,6	0,011	0,400	9,050	99	131,5	209	0	0,00	1,00	1,33
Versuchsreihe 3	T_324	23,4	0,011	0,400	9,050	97	98,5	209	50	0,24	0,75	1,01
Versuchsreihe 3	T_325	25,8	0,011	0,400	9,050	100	76,5	209	75	0,36	0,58	0,76
Versuchsreihe 3	T_326	23,8	0,011	0,400	9,050	98	122,5	209	40	0,19	0,93	1,25

Tabelle 5-11: Versuchsparameter und Ergebnisse der Versuche mit Öffnungen im Momentennullpunkt

Wie Diagramm 5-10 zu entnehmen ist, ergibt sich eine gute Übereinstimmung der in den Versuchen beobachteten Abminderung mit dem angenommenen Abminderungsfaktor  $k_\phi$  nach Gleichung (5.3), der als gestrichelte Linie in das Diagramm eingetragen wurde.

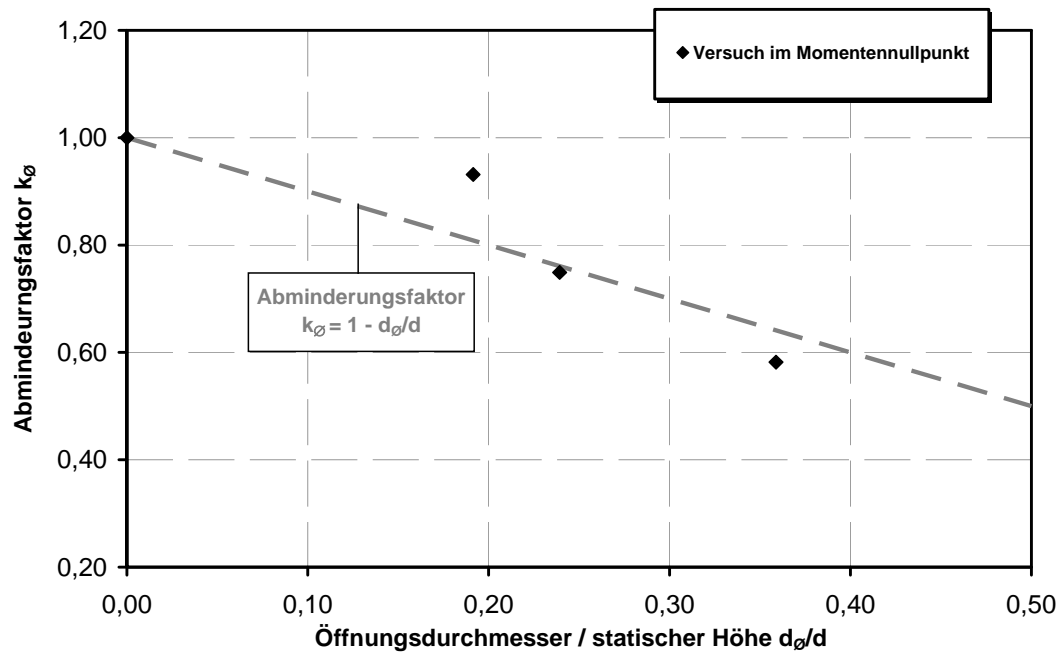


Diagramm 5-10: Tragfähigkeitsabminderung bei Öffnungen im Momentennullpunkt

Der gefundene Abminderungsfaktor  $k_{\varnothing}$  kann auch im Bereich von Momentennullpunkten angewendet werden.

### 5.2.6 Versuche an Elementdecken

Aus den Versuchen an Elementdecken mit Öffnungen konnten keinerlei Ergebnisse bezüglich der Tragfähigkeitsreduzierung der Verbundfuge durch Öffnungen gewonnen werden. Bei den sechs durchgeführten Versuchen trat jeweils ein Biegeversagen auf. Zwar sind Schubrisse ausgehend von den Öffnungen zu erkennen, doch die Rauigkeit der Fuge und die vorhandenen Gitterträger verhinderten ein vorzeitiges Querkraftversagen.

## 6 Parameterstudien

### 6.1 FE-Programm ATENA

#### 6.1.1 Allgemeines

Das FE-Programmsystem ATENA von Cervenka Consulting [Cervenka 2001] wurde speziell für die Berechnung von Stahlbetonbauteilen entwickelt. In den folgenden Kapiteln werden einige Eigenschaften des FE-Programms dargestellt.

#### 6.1.2 Werkstoffgesetz für Beton

ATENA verwendet das Strukturelement SBETA, ein Werkstoffmodell, mit dem es möglich ist, den Verbundwerkstoff Stahlbeton wirklichkeitsnah abzubilden.

Im folgenden werden die in SBETA berücksichtigten Materialeigenschaften erläutert:

- **Bruchverhalten des Betons unter Zugbeanspruchung**

Im Moment der Rissentstehung wird die Rissweite  $w$  vereinfacht zu Null angenommen. Der Bereich, in dem sich der Riss ausbreitet, die Rissprozesszone, ist als infinitesimal kleiner Ausschnitt mit einer Rissweite  $w$  zwischen Null und  $w_1$  in Abbildung 6-1 dargestellt. In dieser Zone nimmt die Spannung kontinuierlich von der Zugfestigkeit des Betons  $f_{ct}$  zu Null ab. Die Zugspannung wird auf die Rissöffnungsweite  $w$  bezogen und so entsteht eine objektive Spannungs- Rissweiten- Beziehung als Arbeitslinie.

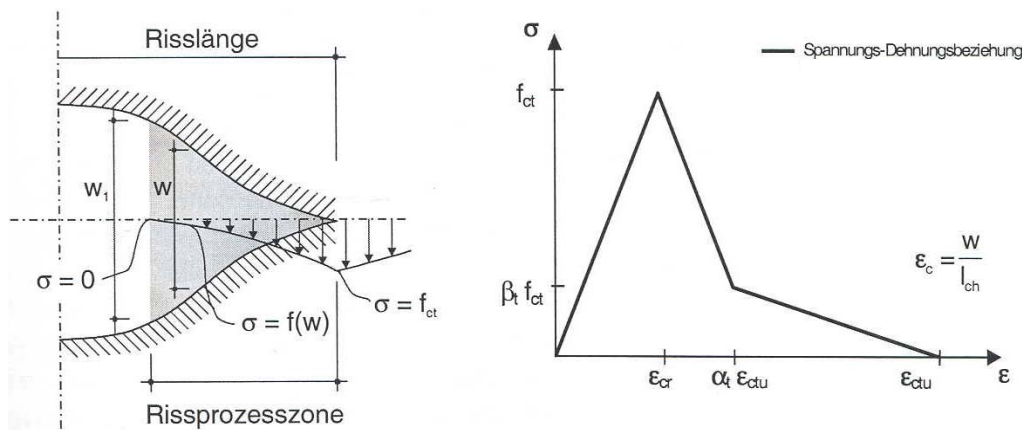


Abbildung 6-1: Fictitious Crack Model, Spannungs- Dehnungs- Beziehung für Beton unter Zug



- **Berücksichtigung eines biaxialen Materialverhaltens**

ATENA verwendet eine biaxiale Grenzzustandsfläche, entsprechend den Versuchsergebnissen von Kupfer, Hilsdorf und Rüsç (Kupfer 1969).

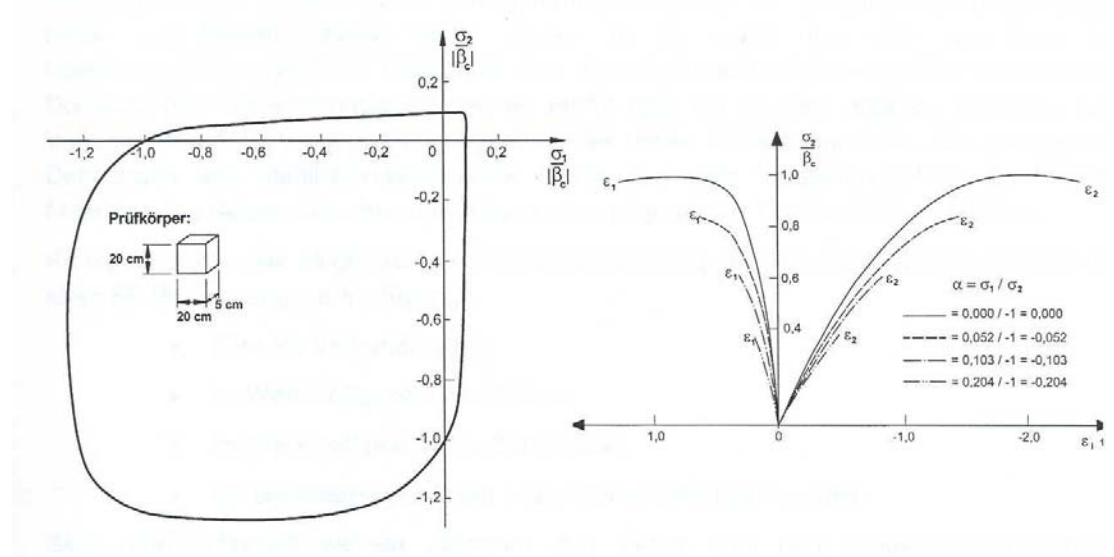


Abbildung 6-2: Biaxiale Versagensfläche nach Kupfer, Hilsdorf und Rüsç (Kupfer 1969)

Im rechten Teil von Abbildung 6-2 sind Spannungs-Verzerrungs-Diagramme für den Druck-Zug Bereich zu sehen. Hier wird deutlich, wie die aufnehmbare Druckspannung bei steigender Zugbeanspruchung abnimmt.

- **Abminderung der Betondruckfestigkeit nach dem Reißen**

Sobald der Beton Risse bekommt, geht dies einher mit einer Reduzierung der Druckfestigkeit parallel zu den Rissen. Vecchio und Collins haben in Vecchio 1986 experimentell eine Beziehung ermittelt, mit der sich dieser Effekt bei ATENA einfach berücksichtigen lässt.

- **Rissmodell**

Sobald ein Riss entsteht, gibt die Hauptspannungsrichtung an dieser Stelle die Richtung des Risses im Element vor. Jetzt stellt sich auch eine neue Materialeigenschaft ein, nämlich die Orthotropie – der Beton hat jetzt in und senkrecht zur Rissrichtung zwei unterschiedliche Steifigkeiten. Bei weitergehender Belastung bleibt die Richtung des Risses konstant und gibt praktisch die Materialachse der Orthotropie an. Die schwache Achse  $m_1$  steht senkrecht auf der Rissrichtung und die starke Achse  $m_2$  verläuft parallel zum Riss.

- **Abminderung der Schubsteifigkeit nach dem Reißen**

Sobald der erste Riss entstanden ist, arbeitet das Modell mit einem abgeminderten Schubmodul. Die Abminderung erfolgt mit einem variablen Reduktionsfaktor, der von der Dehnung senkrecht zum Riss  $\epsilon_u$  und damit von der Rissöffnungsweite abhängig ist. Dadurch wird die Abnahme des Schubmoduls bei fortschreitender Öffnung des

Risses berücksichtigt. Des Weiteren besteht eine Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad, bzw. von der Bewehrung, die den Riss kreuzt.

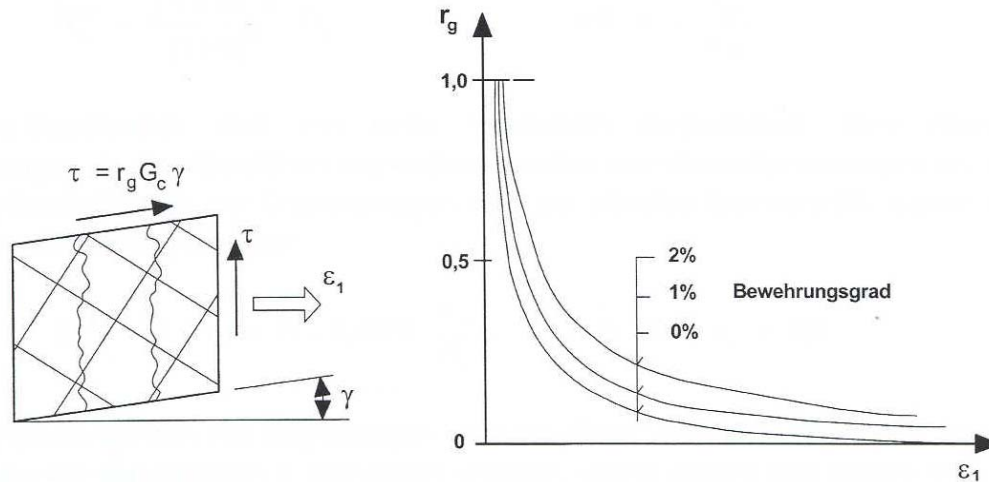


Abbildung 6-3: Variabler Schubübertragungskoeffizient bei Verwendung des Fixed Crack Model

### 6.1.3 Werkstoffgesetze zur Abbildung der Bewehrung

Die Abbildung der Bewehrung erfolgt im FE-Modell diskret mit Stabelementen. Diese besitzen nur eine einaxiale Steifigkeit in Längsrichtung und werden in die Betonelemente eingebettet. Die einachsiale Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Betonstahl wird durch einen Polygonzug multilinear abgebildet, wobei das elastische und plastische Verformungsverhalten mit einer endlichen Duktilität Berücksichtigung findet.

### 6.1.4 Das Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrung

Sobald im bewehrten Beton der erste Riss entsteht, erhöht sich die Stahlspannung des im Riss freiliegenden Stahlabschnitts schlagartig, da sich die Kraft, die der Beton vorher aufgenommen hat, jetzt auf den Stahl verlagert. Der Ausgleich zum Spannungsniveau, welches der im vollen Verbund liegenden Bewehrung entspricht, vollzieht sich dabei je nach Verbundwirkung mehr oder weniger schnell.

Die Verbindung zwischen Beton- und Bewehrungselementen wird über Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen beschrieben. Mit diesen ist es möglich, das Mitwirken des Betons zwischen den Rissen zu steuern, ohne einen expliziten *Tension-stiffening* Faktor berücksichtigen, oder die Werkstoffgesetze modifizieren zu müssen.

## 6.2 Parameterstudien

### 6.2.1 Einzelöffnungen

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Parameterstudien zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Querschnitten mit Einzelöffnungen dargestellt.

Die folgenden Parameter wurden bei der Parameterstudie variiert:

- ☐ Bauteildicke,
- ☐ Öffnungsdurchmesser,
- ☐ Öffnungslage im Querschnitt,
- ☐ Bewehrungsgrad.

In Diagramm 6-1 werden die Ergebnisse der ATENA - Rechnungen dargestellt. Der Abminderungsfaktor der Querkrafttragfähigkeit gegenüber dem nach DIN 1045-1 berechneten Wert wird über das Verhältnis von Öffnungsdurchmesser zu Statischer Höhe aufgetragen. Bei der Darstellung der Versuchsergebnisse wurde bezüglich der Höhenlage der Öffnung im Querschnitt unterschieden.

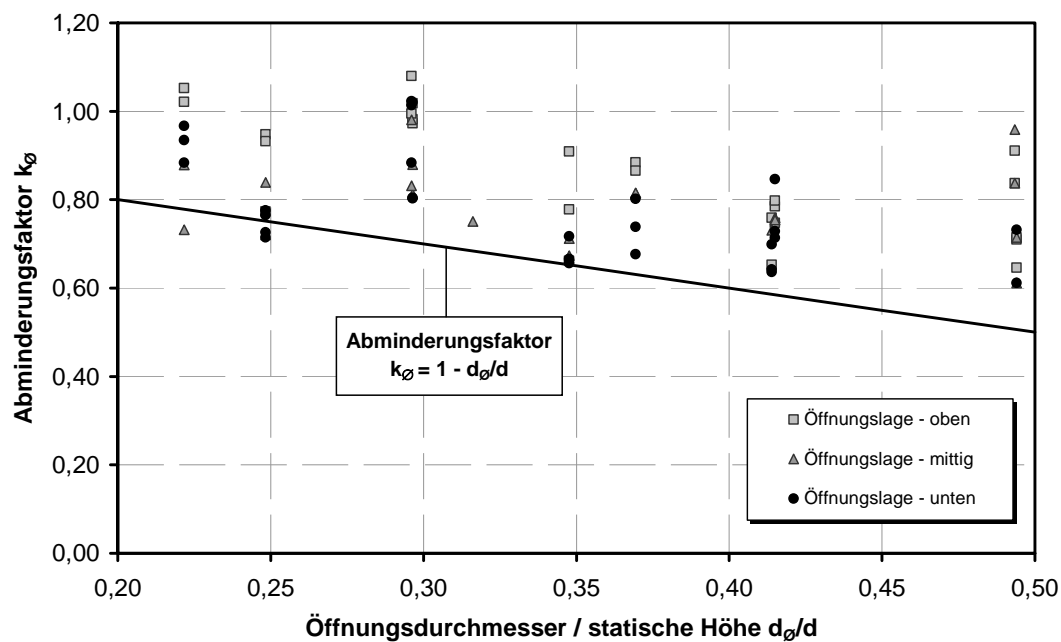


Diagramm 6-1: Abminderungsfaktor  $k_\phi$  in Abhängigkeit von  $d_\phi/d$  ermittelt mit ATENA

Wie schon bei den Bauteilversuchen festgestellt, bewirken Öffnungen im unteren Querschnittsbereich eine größere Traglastabminderung als Öffnungen im oberen Querschnittsbereich. Der in Gleichung (5.3) definierte Abminderungsfaktor kann auch nach den FE-Berechnungen unabhängig von der Höhenlage der Öffnung Anwendung finden.

### 6.2.2 Lage der Öffnung in Tragrichtung

Auch die Versuchsnachrechnungen zur Bestimmung des Einflusses vom Öffnungsabstand zum Auflager brachten ein mit den Versuchen übereinstimmendes Bild. In Diagramm 6-2 sind die Ergebnisse der FE- Berechnungen und der Versuche gemeinsam dargestellt. Hieraus ergibt sich für alle überprüften Verhältnisse von Öffnungsdurchmesser zu Statischer Höhe, dass sich die bei dem hier geprüften statischen System die Öffnung ungünstiger auswirkt, je weiter sie vom Auflager entfernt ist.

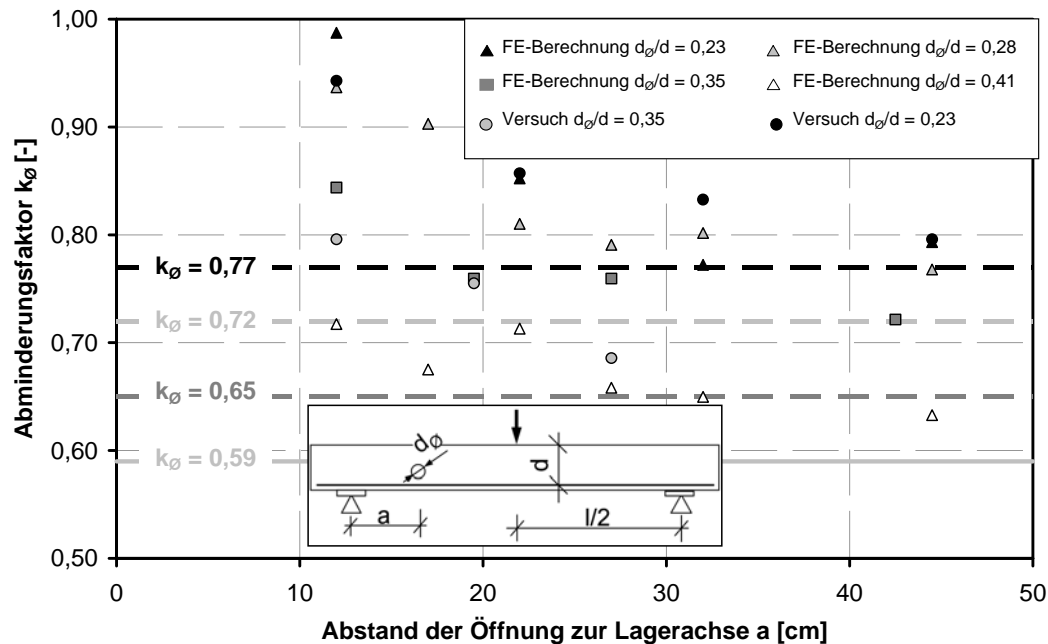


Diagramm 6-2: Abminderungsfaktor in Abhängigkeit von der Lage der Öffnung im Querschnitt

Die horizontalen Linien markieren jeweils den rechnerisch ermittelten Abminderungsfaktor nach Gleichung (5.3). Die Ergebnisse der Versuche bzw. FE-Berechnungen sind farblich entsprechend dargestellt. Beispielhaft sollen hier die Versuche bzw. FE-Berechnungen mit einem Verhältnis  $d_{\varnothing}/d=0,23$  betrachtet werden. Bei auflagnaher Anordnung der Öffnung werden hier noch mehr als 90 % der Traglast des Vollquerschnitts erreicht. Bei weiterer Entfernung der Öffnung vom Auflager fällt die Traglast auf 80 % des Vollquerschnitts ab.

Beim vorhandenen Versuchsaufbau nimmt mit zunehmender Entfernung vom Auflager die Momentenbeanspruchung zu. Im realen Bauteil wird im Regelfall die Querkraft mit zunehmendem Abstand vom Auflager kleiner. In den Versuchen wurden die ungünstigen Öffnungsanordnungen weit entfernt vom Auflager getestet. Der Abstand der Öffnungen von der Einzellast betrug mindestens die Statische Höhe des Querschnitts.

### 6.2.3 Öffnungsabstand

Ziel der Untersuchungen von Bauteilen mit mehreren Öffnungen ist die Definition eines Mindestabstands der Öffnungen, bei dem die Tragfähigkeit einer Einzelöffnung erreicht wird.

In Diagramm 6-3 wurden für vier Verhältnisse von Öffnungsdurchmesser zu Statistischer Höhe die Abminderungsfaktoren nach Gleichung (5.3) für Einzelöffnungen eingetragen. Der Abminderungsfaktor der Versuche bzw. FE-Berechnungen mit mehreren Öffnungen wurde über dem Verhältnis von Öffnungsabstand zu Öffnungsdurchmesser aufgetragen.

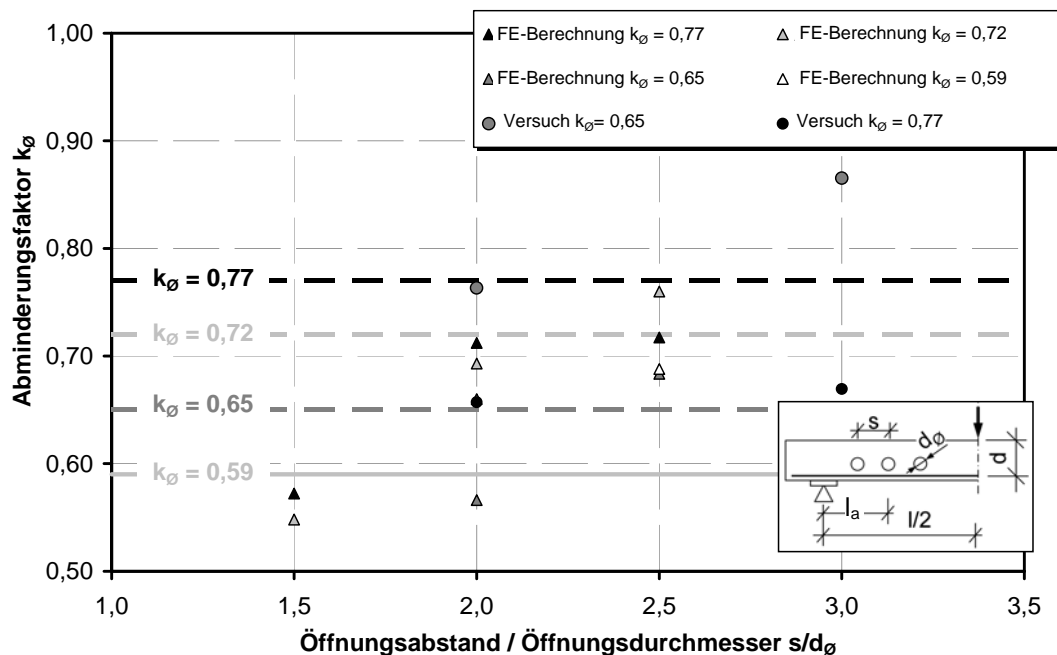


Diagramm 6-3: Einfluss des Öffnungsabstandes auf die Tragfähigkeit

Es lässt sich die Tendenz erkennen, dass bei einem Achsabstand der Öffnungen entsprechend dem dreifachen Öffnungsdurchmesser die Tragfähigkeit bei Anordnung einer Einzelöffnung erreicht wird. Bei Nichteinhaltung der Mindestabstände muss der Tragwiderstand weiter verringert werden. Zur Definition eines zusätzlichen Abminderungsfaktors liegen jedoch bisher nicht genügend Versuchsergebnisse vor. Wird der empfohlene Abstand von  $3 \cdot d_{\varnothing}$  nicht eingehalten, muss die Öffnungsgruppe zu einer Einzelöffnung zusammengefasst werden und die Bemessung für diese Einzelöffnung durchgeführt werden.

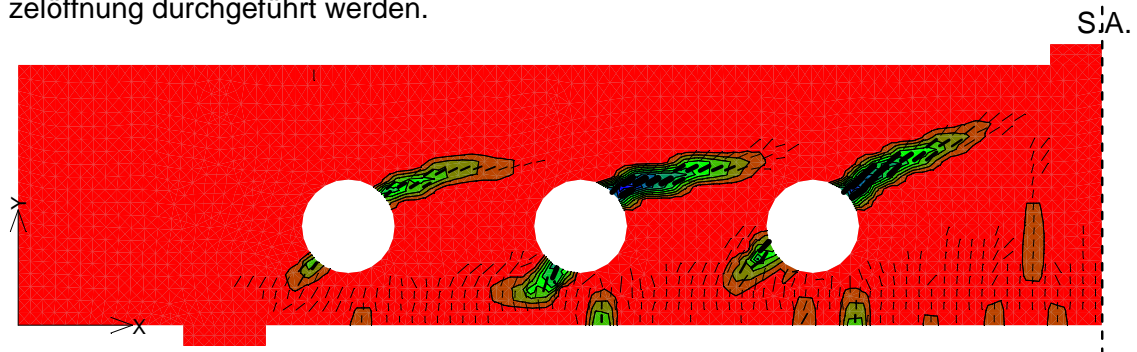
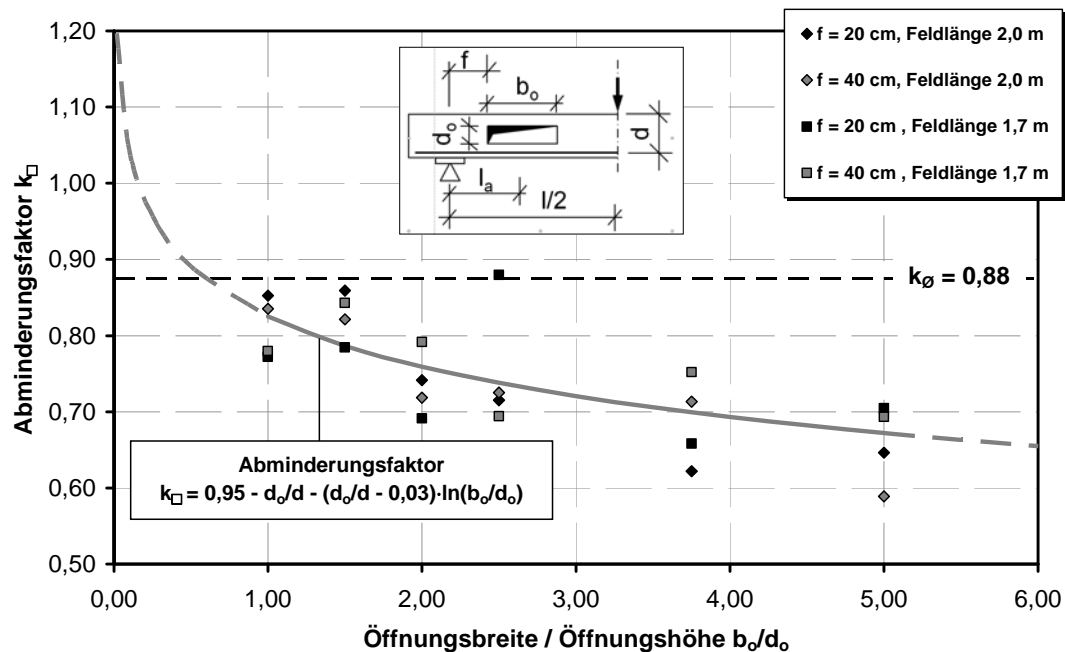


Abbildung 6-4: ATENA Ausgabe: Hauptdehnungen und Risse bei Maximallast

Sowohl in den Versuchen als auch bei den ATENA- Berechnungen (siehe Abbildung 6-4) war zu beobachten, dass das Versagen dann eintritt, wenn die Schrägrisse die jeweils nächste Öffnung erreicht haben. Der Beton zwischen den Öffnungen kann dann keinen Anteil an der Lastabtragung beisteuern.

### 6.2.4 Rechteckige Öffnungen

Zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit bei Einzelöffnungen wurden Parameterstudien für drei Verhältnisse von Öffnungshöhe  $d_o$  zu Statischer Höhe  $d$  durchgeführt. Dabei wurden Öffnungshöhe, Statische Höhe, Längsbewehrungsgrad, Abstand der Öffnung vom Auflager und die Feldlänge der Versuchskörper variiert. Die Ergebnisse der Parameterstudien sind in Diagramm 6-4, Diagramm 6-5, und Diagramm 6-6 dargestellt.

Diagramm 6-4: Abminderungsfaktor der Querkrafttragfähigkeit für  $d_o/d = 0,12$ 

Die gestrichelt dargestellte Linie zeigt jeweils den Abminderungsfaktor nach Gleichung (5.3) für das im Diagramm angegebene Verhältnis Öffnungshöhe zu Statischer Höhe für kreisrunde Öffnungen. Bei allen betrachteten Querschnittsabminderungen ist zu erkennen, dass die quadratische Öffnung ( $b_o/d_o=1$ ) eine größere Abminderung hervorruft, als die entsprechende kreisrunde Öffnung. Dies liegt an der geometrischen Unstetigkeit im Bereich der Öffnungsecken, was zu Spannungsspitzen führt und somit eine frühere Rissbildung begünstigt.

Die Berechnung des in den Diagrammen dargestellten Abminderungsfaktors erfolgte nach folgender Gleichung:

$$k_w = 0,95 - \frac{d_o}{d} - \left( \frac{d_o}{d} - 0,03 \right) \cdot \ln \left( \frac{b_o}{d_o} \right) \quad (6.1)$$

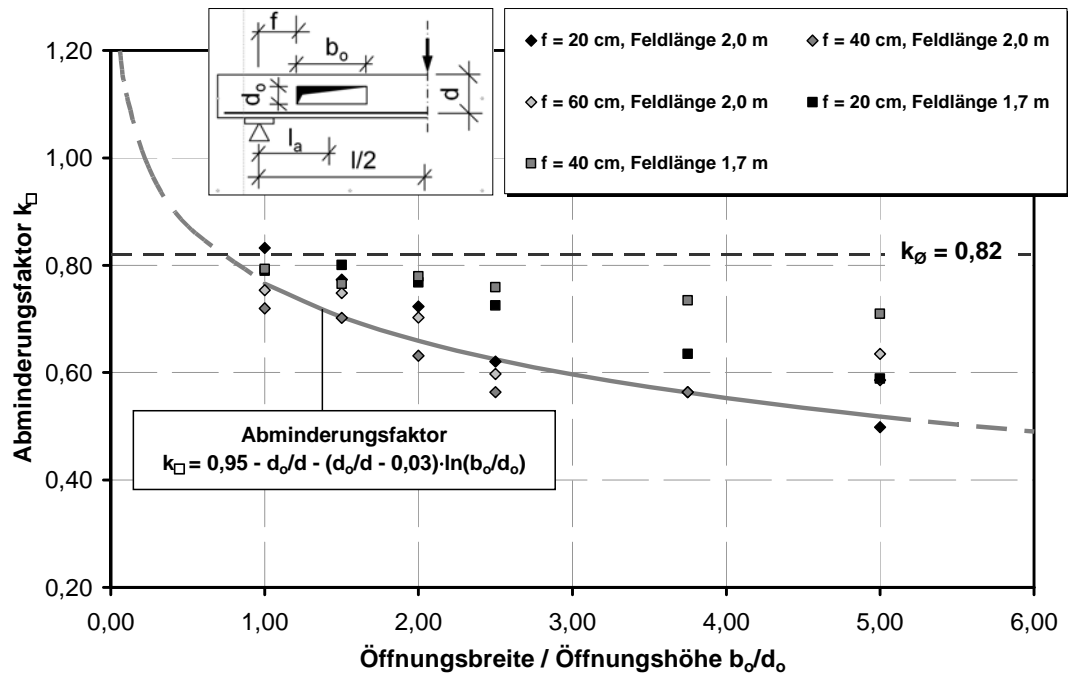


Diagramm 6-5: Abminderungsfaktor der Querkrafttragfähigkeit für  $d_o/d = 0,18$

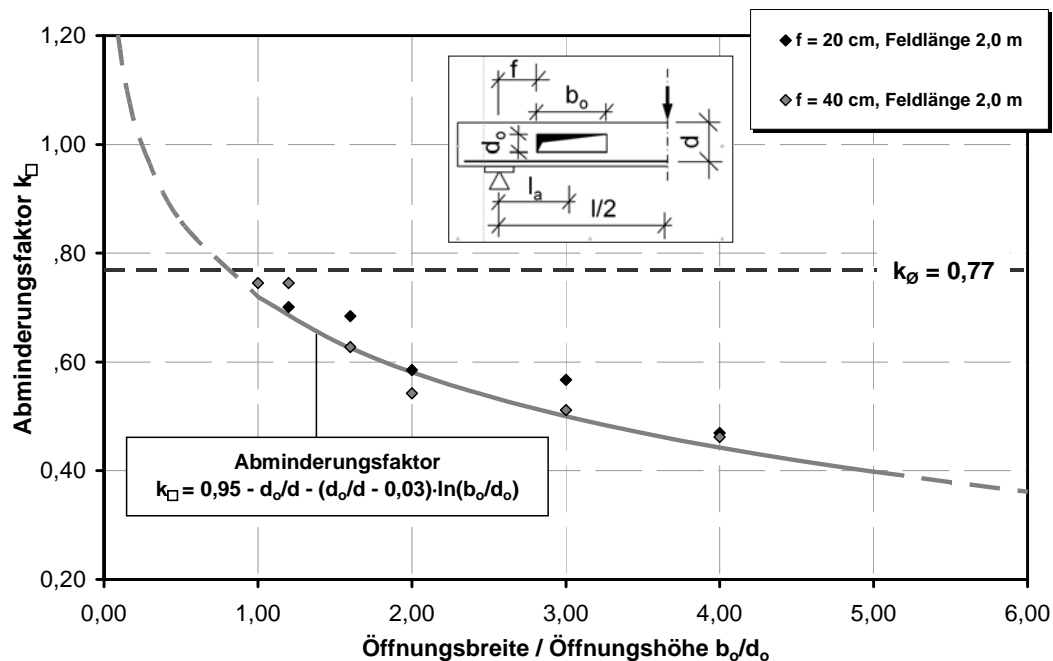


Diagramm 6-6: Abminderungsfaktor der Querkrafttragfähigkeit für  $d_o/d = 0,23$

Im Folgenden werden nun die durchgeführten Versuche mit dem vorgeschlagenen Abminderungsfaktor verglichen. Diagramm 6-7 zeigt die sich aus den sechs Bauteil-

versuchen ergebenden Abminderungsfaktoren für die jeweiligen Verhältnisse von Öffnungsbreite / Öffnungshöhe. Die schwarze und graue Kurve stellen die berechneten Abminderungsfaktoren nach Gleichung (6.1) dar.

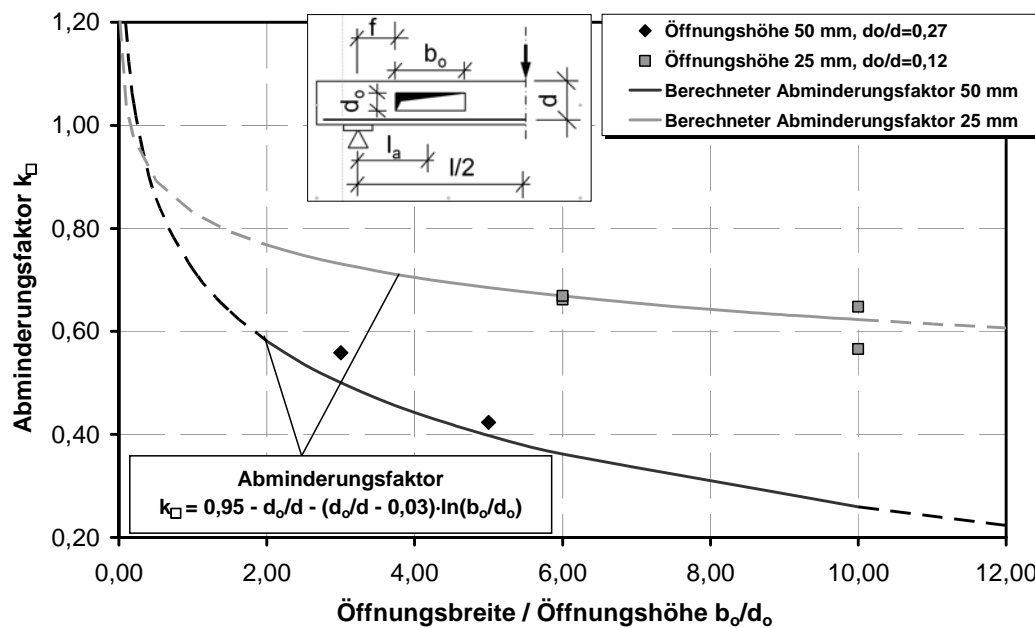


Diagramm 6-7: Vergleich des berechneten Abminderungsfaktors mit den Versuchsergebnissen

Die an den Bauteilversuchen ermittelten Abminderungsfaktoren stimmen gut mit dem berechneten Abminderungsfaktor überein. Somit kann Gleichung (6.1) für rechteckige Öffnungen Anwendung finden. Auch hier wurde ein Abstand zwischen Öffnung und Lasteinleitung von mindestens der Statischen Höhe eingehalten, was auch bei einer Bemessung berücksichtigt werden muss.

Wegen der geringen Versuchsanzahl wird empfohlen, das zulässige Verhältnis von Öffnungsbreite zu Öffnungshöhe  $b_o/d_o$  auf  $1 < b_o/d < 5$  zu beschränken.



## 7 Tragverhalten von durch Öffnungen geschwächten Stahlbetonquerschnitten ohne Querkraftbewehrung

### 7.1 Lastabtrag im ungerissenen Zustand

Der Lastabtrag im ungerissenen Zustand (Zustand I) eines Stahlbetonbalkens kann mit Hilfe von Hauptspannungen verdeutlicht werden. Abbildung 7-1 zeigt die Hauptspannungen eines mit dem Programm microfe von mb-Software berechneten Drei-Punkt-Biegeversuchs mit einer rechteckigen Öffnung. Die Hauptzugspannungen sind rot dargestellt, die Hauptdruckspannungen blau. Die Orientierung der Pfeile zeigt die Richtung der Hauptspannungen an. Ihre Länge entspricht der Größe der Hauptzugspannungen.

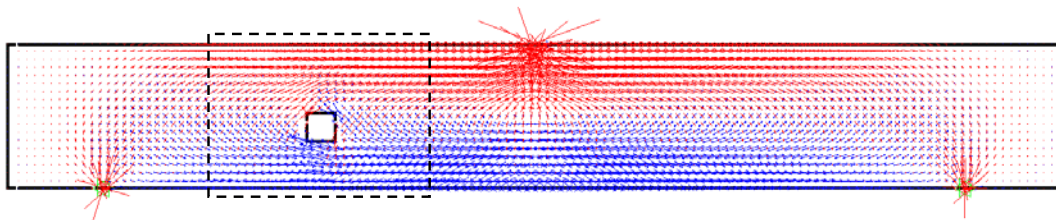


Abbildung 7-1: Hauptspannungen eines ungerissenen Balkens mit rechteckiger Öffnung

Die rechte Seite des Trägers zeigt den Verlauf der Hauptspannungen ohne Störung. Bei Betrachtung der linken Trägerhälfte wird deutlich, dass die Hauptspannungen im Bereich der Öffnung umgelenkt werden müssen. Dies gilt sowohl für die Hauptdruck-, als auch für die Hauptzugspannungen.

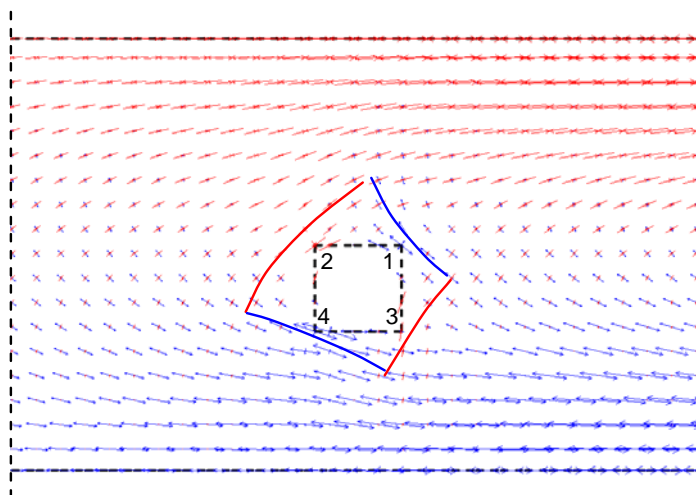


Abbildung 7-2: Detail der Abbildung 7-1 im Bereich der Öffnung

Abbildung 7-2 stellt eine Vergrößerung des Trägers im Bereich der Öffnungen dar. Die zusätzlich eingetragenen Linien folgen den Hauptspannungen und verdeutlichen die Zugspannungskonzentrationen im Bereich der Öffnungsecken ,1' und ,4' und die Druckspannungskonzentrationen im Bereich der Ecken ,2' und ,3'.

Die Spannungskonzentrationen, verursacht durch die Umlenkung der im Bauteil wirkenden Zug- und Druckspannungen bzw. durch die Öffnung entstehende Kerbwirkung, werden nachfolgend mit Hilfe zweier FE-Berechnungen verdeutlicht. Dazu

wurde eine 20 cm breite und 40 cm dicke Scheibe mit einer quadratischen Öffnung (Kantenlänge = 6 cm) mit dem FE-Programm ATENA berechnet. Dabei wurde die Scheibe am unteren Rand starr gelagert und am oberen Rand mit einer Gleichstreckenlast belastet. Diese gleichmäßige Belastung entspricht nicht den tatsächlich im Bauteil vorherrschenden Gegebenheiten, dient aber trotzdem der Annäherung des Kräfteflusses im Bauteil und der Spannungskonzentrationen in der Umgebung der Öffnung.

Es wurde Beton der Festigkeitsklasse C20/25 gewählt. Die Laststeigerung erfolgte jeweils bis zum Erstriss. Die Erstrisslast wurde bei der Druckscheibe bei einer Belastung von 1,75 MN/m<sup>2</sup>, bei der Zugscheibe bei 0,875 MN/m<sup>2</sup> erreicht. Die Berechnung wurde für eine Druckscheibe und eine Zugscheibe durchgeführt.

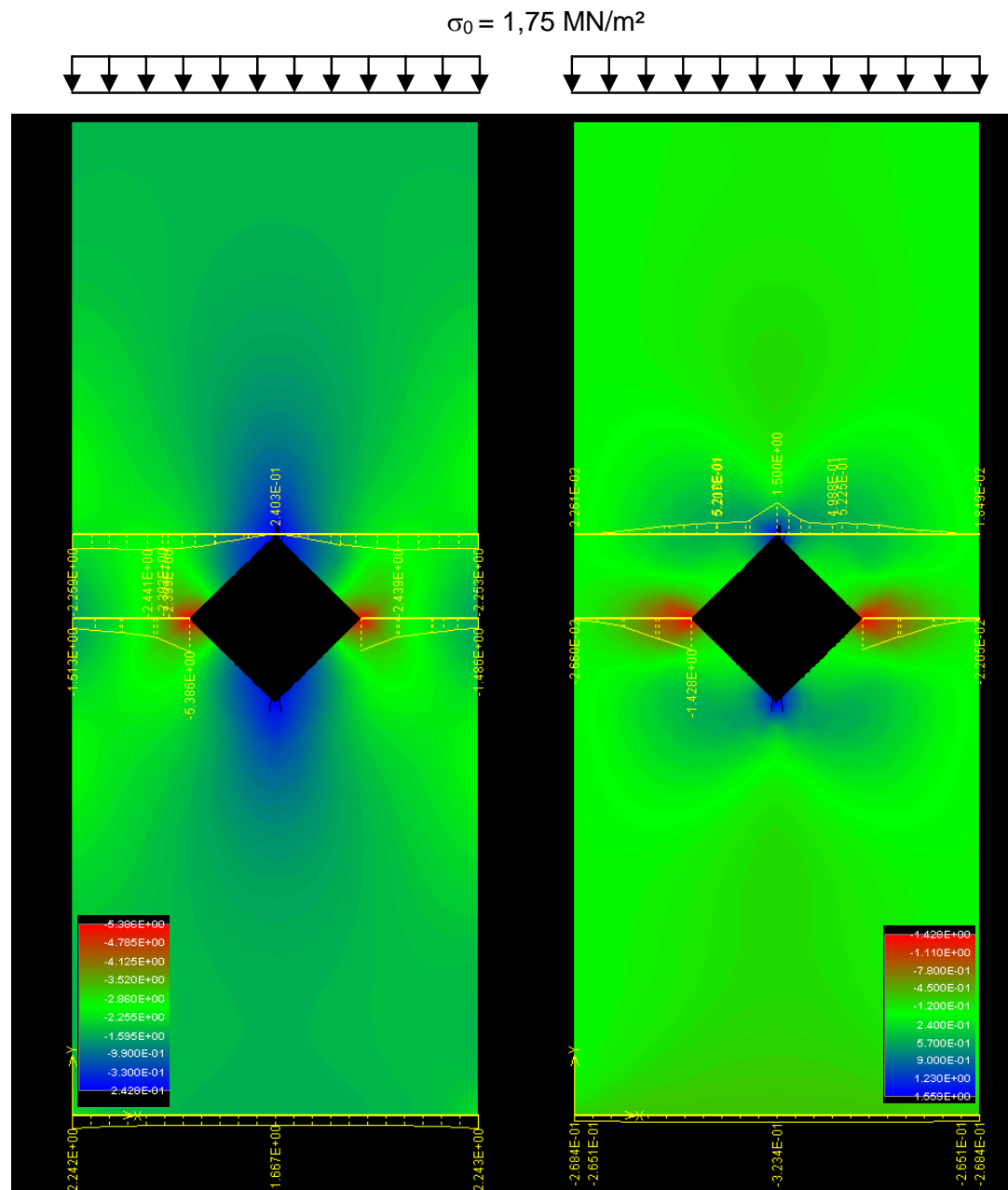


Abbildung 7-3: Scheibe Druckbeanspruchung mit  $\sigma_0 = 1,75 \text{ MN/mm}^2$ , links: minimale Hauptspannungen, rechts: maximale Hauptspannungen

In Abbildung 7-3 werden die Ergebnisse der Berechnung für den Lastfall Druckbeanspruchung mit Hilfe von minimalen (links) und maximalen (rechts) Hauptspannungen dargestellt. Die angezeigten Zahlenwerte entsprechen Spannungen in der Einheit MN/m<sup>2</sup>. Die gelb dargestellten Linien sind Schnittlinien entlang derer der Verlauf der Spannungen dargestellt wird. Die ersten Mikrorisse entstehen an der Öffnungsecke bei einer Belastung von 1,75 MN/m<sup>2</sup>. Die maximale Zugspannung beträgt dabei ca. 1,5 MN/m<sup>2</sup>. Das entspricht etwa 85 % der aufgetragenen Belastung. Die Druckspannungskonzentration an den Öffnungsrandern entspricht der 3-fachen äußeren Last.

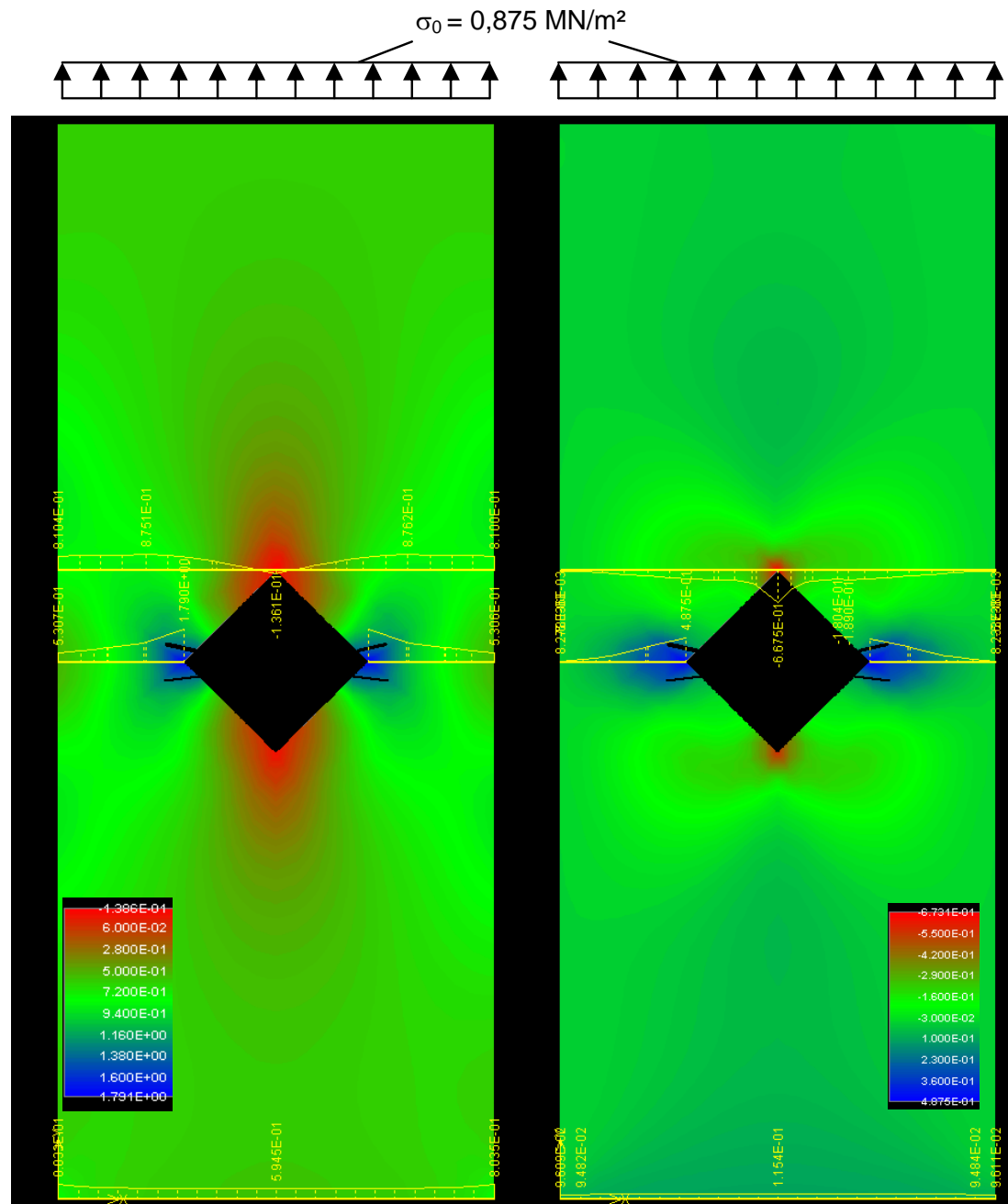


Abbildung 7-4: Scheibe unter Druckbeanspruchung mit  $\sigma_0 = 0,875 \text{ MN/mm}^2$ , links: minimale Hauptspannungen, rechts: maximale Hauptspannungen

Abbildung 7-4 zeigt die minimalen und maximalen Hauptspannungen in einer Stahlbetonzugscheibe mit quadratischer Öffnung. Die ersten Mikrorisse treten im Bereich der Öffnung bei einer äußeren Zugbeanspruchung von  $0,65 \text{ MN/m}^2$  auf. Die Spannungsspitzen links und rechts der Öffnung erreichen einen Wert von  $1,79 \text{ MN/m}^2$ . Das entspricht etwa dem 2,7-fachen Wert der äußeren Beanspruchung.

Hier muss erwähnt werden, dass die ermittelten Spannungen nur für die oben beschriebene Geometrie und Betonfestigkeit Gültigkeit besitzen. Hier soll jedoch nur das prinzipielle Verhalten dargestellt werden.

Maßgebend für den Werkstoff Beton ist aufgrund seiner geringen Zugfestigkeit die Konzentration der Zugspannungen.

In Abbildung 7-5 wird die Lage der maximal rissverursachenden Zugspannungen und deren Richtung mit Pfeilen dargestellt. Bringt man nun die Zug- und Druckscheibe in die gleiche Position wie im Prüfkörper, so liegen die maximalen Zugspannungen wie Abbildung 7-6 zeigt direkt übereinander. Die Druckscheibe und die um 90 Grad dazu verdrehte Zugscheibe überlagern die Spannungskonzentrationen an den Öffnungsecken ungünstig.

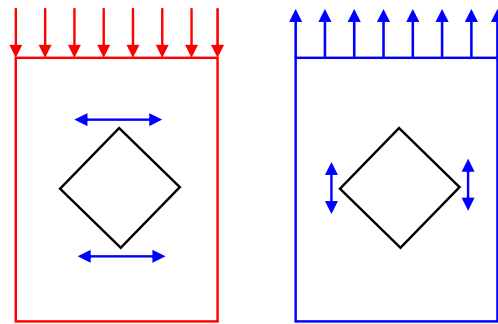


Abbildung 7-5: Darstellung der Zugspannungskonzentrationen in der Zug- und Druckscheibe.

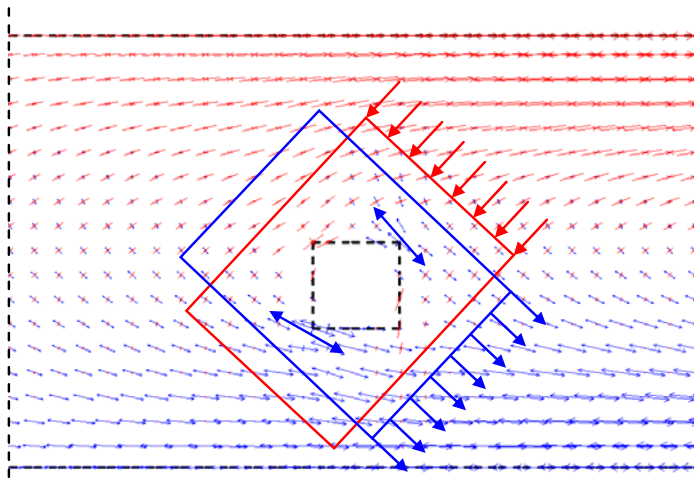


Abbildung 7-6: Zugscheibe (blau) und Druckscheibe (rot) im Bereich der Öffnungen

In den durchgeführten Bauteilversuchen konnte beobachtet werden, dass gerade bei Öffnungen mit großem Durchmesser sich der kritische Riss nicht ausgehend von Biegerissen entwickelt, sondern an der Öffnung entsteht (vgl. Abbildung 5-6 bis Abbildung 5-8).

Je näher die Öffnung dabei am gezogenen Rand liegt, desto größer werden die Zugspannungen, die um die Öffnung umgelenkt werden müssen. Die umzulenkenden Druckspannungen werden zwar geringer, allerdings haben die Berechnungen an der Zug- und Druckscheibe gezeigt, dass die Spannung in der Zugscheibe eine um ca. 2,7 -fach größere Zugspannungskonzentration am Öffnungsrand hervorruft und deshalb maßgebend ist. Bei der Erhöhung der Druckspannung beträgt der Faktor nur 0,85. Eine Verschiebung der Öffnung in die Zugzone hat deshalb einen ungünstigen Einfluss auf die Traglast des Bauteils. Eine Verschiebung in Richtung des gedrückten Randes wirkt sich dementsprechend günstig auf die Traglast aus.

## **7.2      Versagensablauf**

Das tatsächliche Tragverhalten einer gerissenen Stahlbetonplatte setzt sich, wie bereits in Kapitel 1.3.2 beschrieben, aus einer Kombination von mehreren Tragmechanismen wie Rissreibung, Dübelwirkung und Querkraftabtrag in der Druckzone und dem Bogen- bzw. Sprengwerkmodell zusammen.

Anteile der Druckkraft in der Druckstrebe können nicht direkt zum Auflager transportiert werden und spalten sich von der Druckstrebe ab. Sie stützen sich auf dem Zuggurt ab und werden durch Rissreibung und Dübelwirkung wieder als geneigte Zugstrebe nach oben zur Druckstrebe transportiert. So erfolgt die Weiterleitung der Querkraft zum Auflager.

Mit den folgenden Abbildungen soll der bei Trägern mit Öffnungen beobachtete Versagensmechanismus näher erläutert werden. In den Abbildungen sind die Druckstreben jeweils rot und Zugstreben blau dargestellt. Es wurde zwischen Sprengwerkmodell (direkter Lastabtrag zum Auflager - durchgezogene Linien) und anderen Tragmechanismen (gestrichelte Linien) differenziert. Im dargestellten Modell sollen die blauen Zugstreben auch Bereiche darstellen, in denen der Beton auf Zug mitträgt.

Als Versagensriss (kritischer Riss) wird derjenige geneigte Riss bezeichnet, der letztendlich zum Versagen des Bauteils führt und nach dem Versagen die größte Rissbreite aufweist.

Schon bei niedrigen Lasten, wenn das Bauteil sich noch im Zustand I (ungerissen) befindet, kommt es wie in Kapitel 7.1 beschrieben, zu Zugspannungskonzentrationen an den Öffnungsändern. Die Öffnung stört den Kräftefluss und die Spannungen müssen im Bereich der Öffnung umgelenkt werden. In den durchgeführten Bauteilversuchen konnte beobachtet werden, dass sich bei großen Öffnungsdurchmessern der Versagensriss ausgehend von den Öffnungsändern entwickelt und sich nicht, wie bei Versuchen ohne Öffnung, aus einem oder mehreren Biegerissen entwickelt.

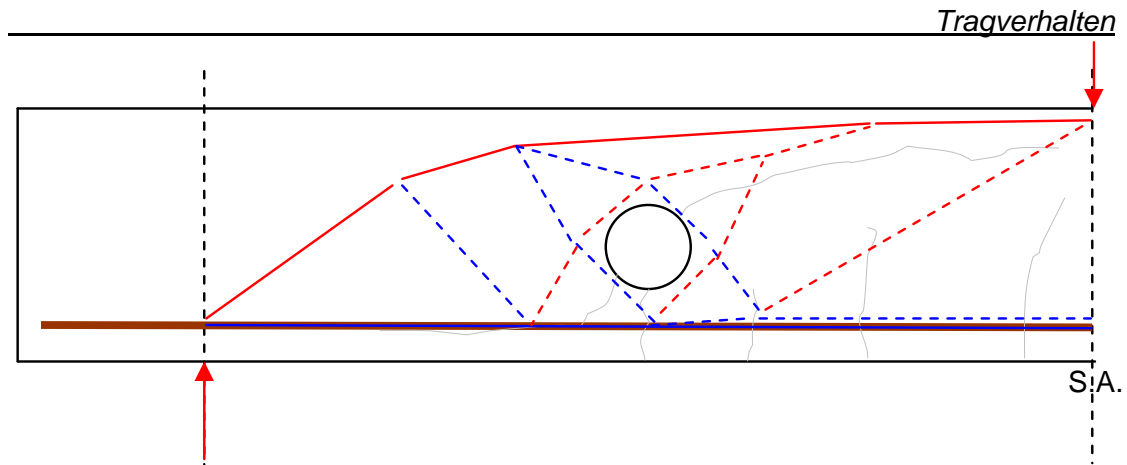


Abbildung 7-7: Darstellung des Kräfteflusses im Zustand I (Öffnungslage unten)

Bei weiterer Vergrößerung der Last treten erste Risse auf. Es entstehen Biegerisse am unteren Querschnittsrand. In den durchgeführten Bauteilversuchen konnte beobachtet werden, dass in einer Vielzahl der Fälle ein Biegeriss direkt am gezogenen Querschnittsrand unter der Öffnung entsteht, da in diesem Bereich die Zugzone durch die Öffnung geschwächt ist.

Im gerissenen Zustand geht man von drei Tragmechanismen aus, die sich am Querkraftabtrag beteiligen: Dübelwirkung, Rissreibung und Querkraftabtrag über die geneigte Betondruckstrebe.

Sowohl die Dübelwirkung als auch die Rissreibung aktivieren die Betonzugfestigkeit an dem dem Auflager zugewandten Rissufer. Der Beton übernimmt die Weiterleitung der Betonzugspannungen am Öffnungsrand bis zum Erreichen der maximalen Betonzugfestigkeit, was dem Ausfall des entsprechenden Tragmechanismus gleichkommt. Die Betonzugfestigkeit wird zuerst an den Öffnungsrandern infolge der lokalen Zuspansungskonzentrationen erreicht. Ausgehend von der Öffnung entwickelt sich ein Riss, der sich zum Auflager hin in Richtung der Biegebewehrung fortpflanzt und in der Druckzone Richtung Lasteinleitung wandert. Dies ist der kritische Versagensriss (Abbildung 7-8).

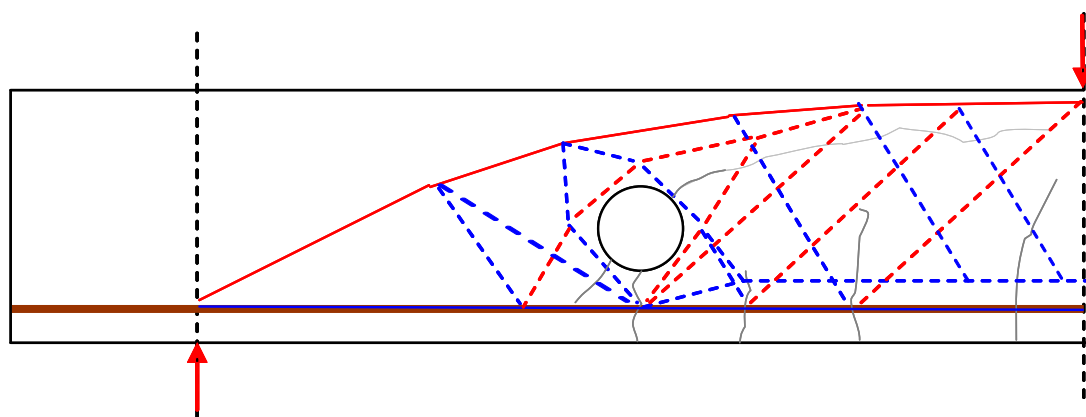


Abbildung 7-8: Darstellung des Kräfteflusses im Zustand II

Über die Höhe der Öffnung kann kein Lastabtrag mittels Rissreibung erfolgen und ein Lastabtrag über die einbetonierten Plastikrohre wird ausgeschlossen. Die Betonzugstrebe unterhalb der Öffnung muss bei zunehmender Belastung vorrangig aus der Dübelwirkung resultieren. Die Rissreibung kann im Bereich ober- und unterhalb der Öffnung nur zu einem sehr geringen Teil zum Lastabtrag beitragen. Als Reibungsflä-

che steht unterhalb der Öffnung nur der Querschnitt vom gezogenen Rand bis zur Öffnung zur Verfügung. Gerade dieser Bereich kann aufgrund der Größe der Rissöffnung nur wenig zum Lastabtrag beitragen. Das Vorhandensein der Öffnung schränkt die Ausbreitung der Betonzugstrebe ein. Dadurch werden die resultierenden Spannungen größer als in einem Bauteil ohne Öffnung. Der Riss pflanzt sich bis zur Bewehrung fort. Das Fortschreiten des Risses kann nun entlang der Bewehrungslage beobachtet werden. Dieses Risswachstum ist ein deutliches Zeichen für die aktivierte Dübelwirkung und deren sukzessiven Ausfall.

Die Kräfte, die auf der Lastseite der Öffnung hochgehängt werden müssen, beanspruchen den Beton auf Zug. Diese Kraftanteile überlagern sich mit den lokalen Spannungsspitzen in Folge der Lastumlenkung. Je weiter der kritische Riss in die Druckzone fortschreitet, umso mehr Last muss direkt über die Druckstrebe des Sprengwerks abgetragen werden. Die Trägerbereiche unterhalb des kritischen Risses können nur noch soviel Last aufnehmen, wie am Riss unter der Öffnung über Dübelwirkung (bzw. eine durch die minimale Resttragfähigkeit der Rissreibung) übertragen werden kann.

Mit dem Öffnen des Dübelrisses öffnet sich auch der kritische Riss im Bereich der Betondruckzone. Die Rissentwicklung geschieht also gleichzeitig ober- und unterhalb der Öffnung. Das Fortschreiten des kritischen Risses in die Betondruckzone führt letztendlich zum Versagen. Der horizontale Ast des Versagensrisses entsteht meist während dem Bruchvorgang (Abbildung 7-9). Der gedrückte Querschnittsbereich oberhalb des kritischen Risses kann die kombinierte Biege- und Querkraftbeanspruchung nicht mehr aufnehmen und versagt auf Druck bzw. weicht nach oben aus.

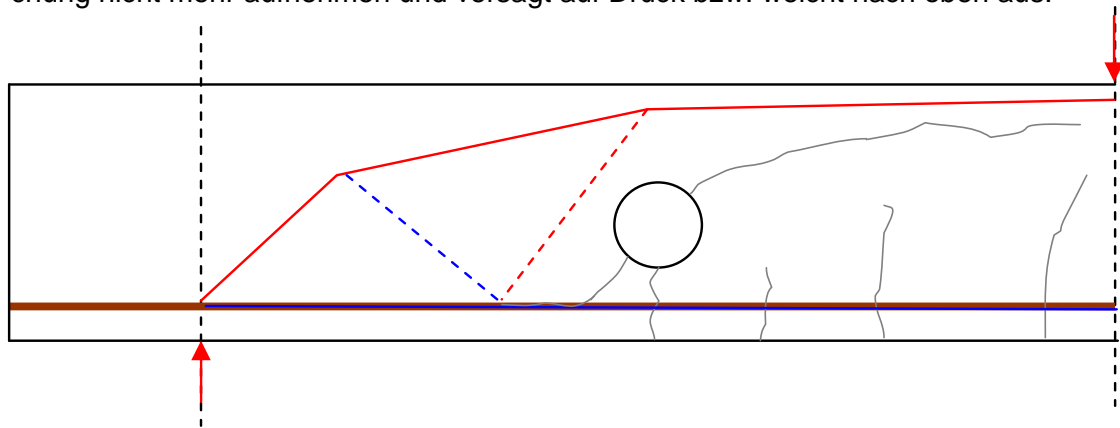


Abbildung 7-9: Lastabtrag kurz vor dem Bruch

### 7.3 Vergleich von rechteckigen und runden Öffnungen

In den Bauteilversuchen wurde festgestellt, dass quadratische Öffnungen mit der Kantenlänge  $b_o$  eine größere Traglastabminderung hervorrufen, als eine runde Öffnung mit dem Durchmesser  $d_o = b_o$ . Das Verhältnis von Öffnungshöhe zu statischer Höhe bleibt identisch. Allerdings erfolgt die Schwächung mit der maximalen Öffnungshöhe  $a$  bei einer quadratischen Öffnung in einem größeren Bereich.

Die schon in Kapitel 7.1 betrachteten Scheiben mit quadratischer Öffnung wurden nochmals mit runden Öffnungen berechnet. Dabei konnte Folgendes festgestellt werden:



Zugscheibe:

Die Rissbildung setzt bei den runden Öffnungen erst bei einer Belastung von  $2,51 \text{ N/mm}^2$  ein. Bei der quadratischen Öffnung geschieht dies bereits bei einer Zugbeanspruchung von  $1,75 \text{ N/mm}^2$ .

Druckscheibe:

Bei einer Belastung von  $0,875 \text{ N/mm}^2$  setzt die Rissbildung bei der runden Öffnung ein. Bei der quadratischen Öffnung war zur Rissbildung nur eine Last von  $0,65 \text{ N/mm}^2$  erforderlich.

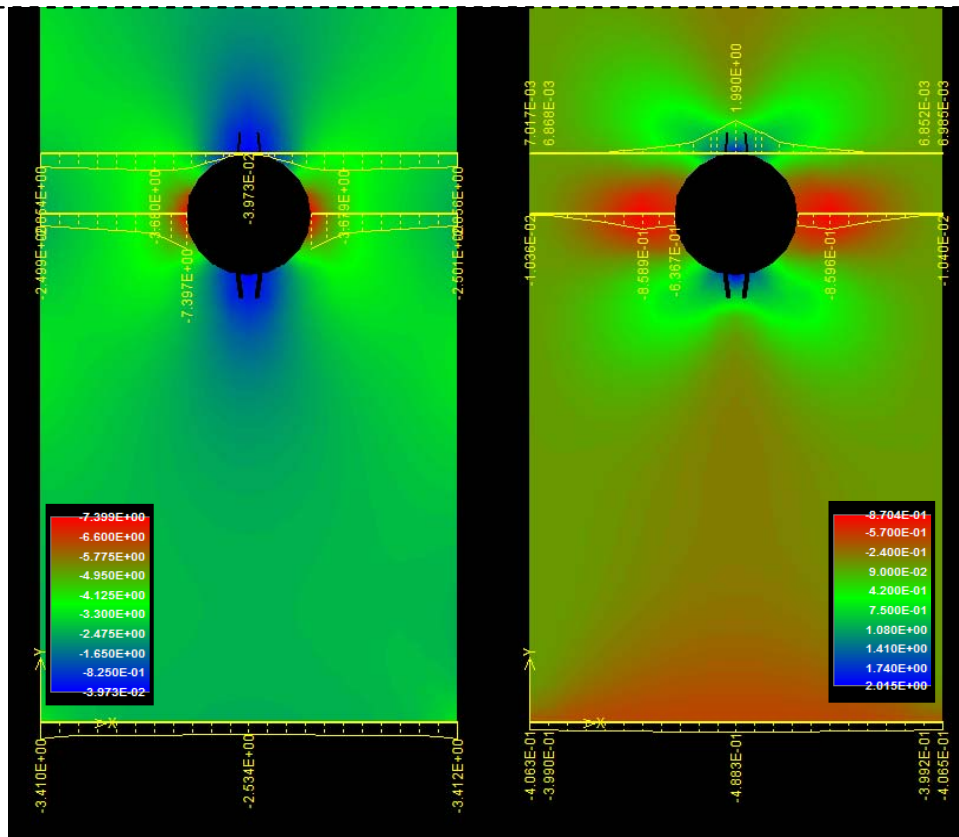


Abbildung 7-10: Scheibe mit kreisrunder Öffnung unter Druckbeanspruchung mit einer äußeren Last von  $\sigma_0 = 0,875 \text{ MN/mm}^2$



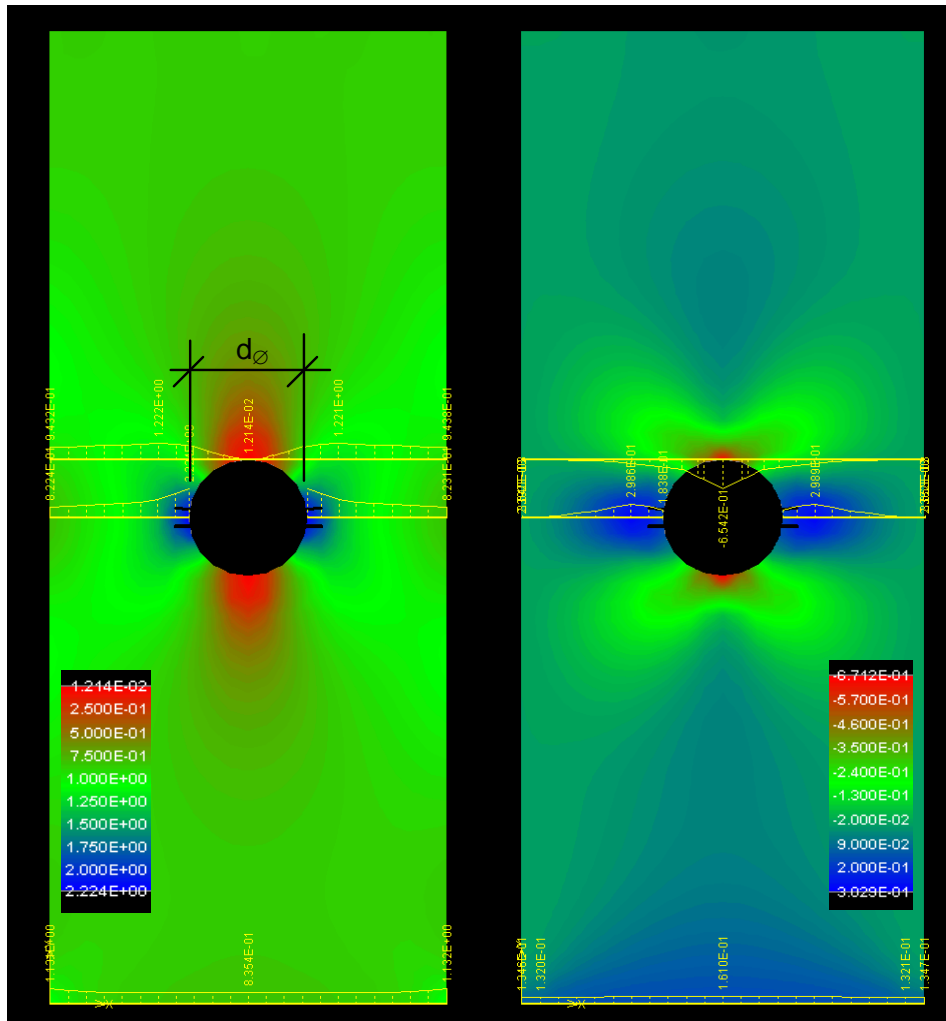


Abbildung 7-11: Scheibe mit kreisrunder Öffnung unter Druckbeanspruchung mit einer äußeren Last von  $\sigma_0 = 2,51 \text{ MN/mm}^2$

Ein Maß für die Schwächung des Trägers ist somit nicht nur das Verhältnis von Öffnungshöhe zu statischer Höhe verantwortlich, sondern vielmehr auch die Ausdehnung der Schwächung und die Art der geometrischen Unstetigkeiten.

Die Versagensrisse entwickeln sich bei rechteckigen oder quadratischen Öffnungen ausgehend von den Öffnungsecken. Hier erstehen durch die geometrische Unstetigkeit Spannungsspitzen, deren Größe die aufnehmbare Zugspannung früher überschreitet, als bei runden Öffnungen.

#### 7.4 Öffnungen im Momentennullpunkt

Es ist nicht auszuschließen, dass Öffnungen im Bereich von Momentennullpunkten angeordnet werden. Im diesem Bereich steht für den Querkraftabtrag keine Betondruckzone zur Verfügung. Die Querkraft kann deshalb nur von Tragmechanismen, die den Beton auf Zug beanspruchen (Rissreibung, Dübelwirkung), abgetragen werden.

Abbildung 7-12 zeigt das Bogen-Zugband-Modell für eine zweifeldrige Platte. Das in den Bauteilversuchen beobachtete Versagensbild (z. B. Abbildung 7-14) bestätigt

diesen Lastabtrag. Zwischen Lasteinleitung und Mittelaufleger entsteht aus den sich überlagernden Druckbögen ein Druckfeld. Die Rissbildung infolge der Querkraftbeanspruchung erfolgt jeweils von der Zugzone aus und setzt sich entlang des Druckfeldes fort. So entstehen zwei maßgebende Versagensrisse infolge der Querkraftbeanspruchung.

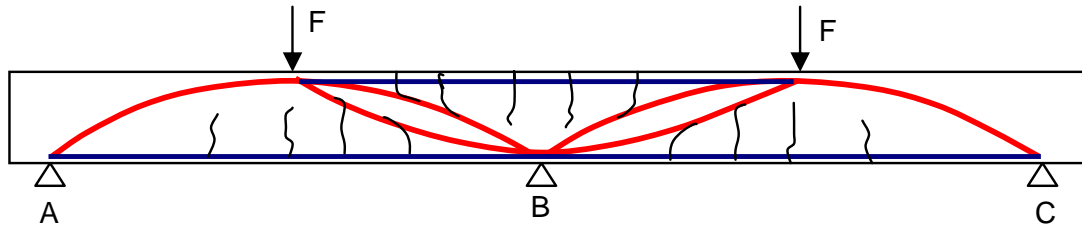


Abbildung 7-12: Bogen – Zugband –Modell für mehrfeldrige Deckenplatten

Wird nun im Momentennullpunkt eine Öffnung angeordnet, muss die Querkraft in diesem Bereich durch die oberhalb und unterhalb der Öffnung verbleibenden Gurte übertragen werden. Obwohl die Beanspruchung im Momentennullpunkt durch das Moment theoretisch gleich null ist, entsteht durch den Versatz der Zugkraft entsprechend dem Fachwerkmodell im Momentennullpunkt eine Zugbeanspruchung oberhalb und unterhalb der Öffnung. Das Fachwerkmodell wird hier mit Betonzugstreben im Bereich des Momentennullpunktes dargestellt.

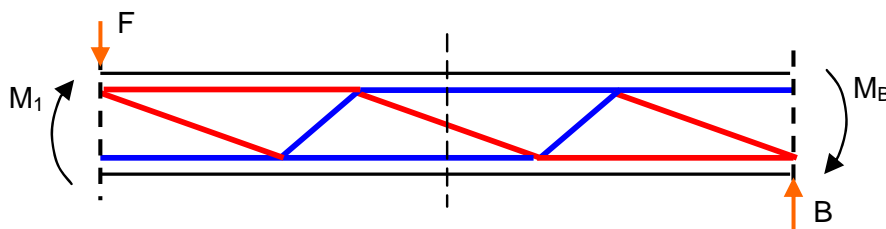


Abbildung 7-13: Fachwerkmodell im Bereich des Momentennullpunktes

In den Bauteilversuchen konnten zwei unterschiedliche Versagensbilder beobachtet werden. Bei den Versuchen ohne Öffnungen bzw. den Versuchen mit kleinen Öffnungen konnte ein Rissbild wie in Abbildung 7-14 dargestellt und oben beschrieben, beobachtet werden.

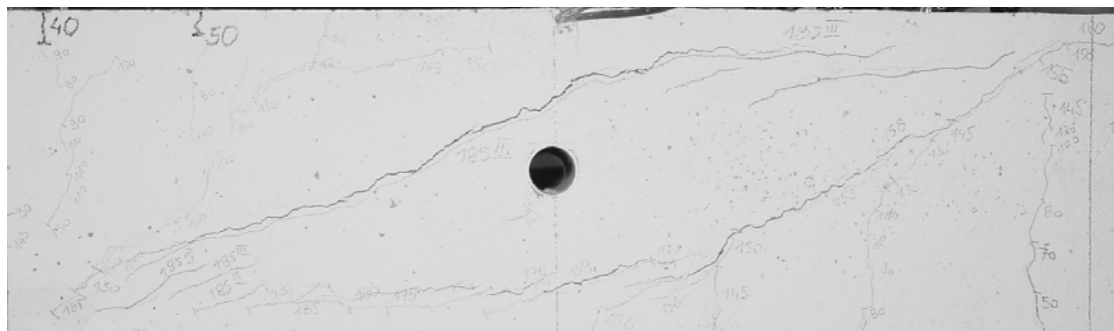


Abbildung 7-14: Versagensbild des Versuchs T\_326

Es entwickeln sich zwei voneinander unabhängige Schubrisse unter- und oberhalb der Öffnung aus den Biegerissen. In Abbildung 7-15 ist ein Versuchskörper mit größerem Verhältnis von Öffnungsdurchmesser zu Statischer Höhe dargestellt. Hier entwickelt sich der Versagensriss nicht wie zuvor beobachtet aus den Biegerissen sondern entsteht ausgehend von der Öffnung.

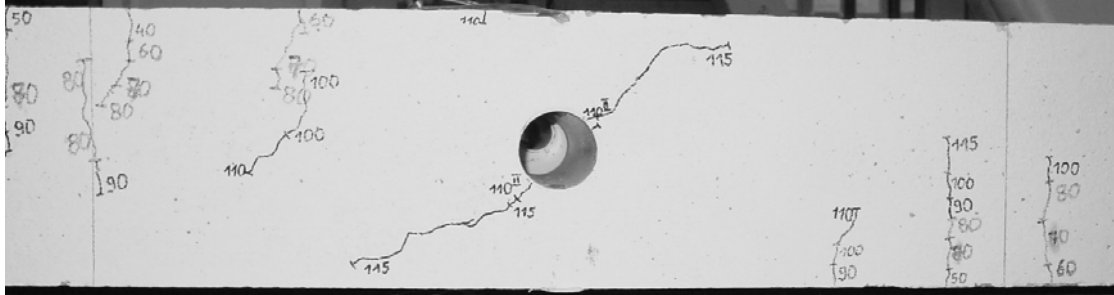


Abbildung 7-15: Querkraftversagen im Momentennullpunkt bei größerem Verhältnis  $d_o/d$

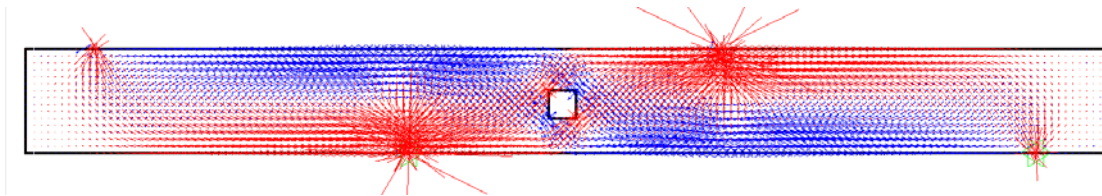


Abbildung 7-16: Darstellung der Hauptzugspannungen (Zustand I)

Abbildung 7-16 zeigt die Hauptspannungen eines Versuchskörper wie sie sich im Zustand I einstellen. An den Öffnungsrändern sind deutliche Zugspannungskonzentrationen zu erkennen. Reicht die Größe der Zugspannungen im Bereich der Öffnung aus, um hier einen ersten Riss entstehen zu lassen, so entwickelt sich dieser Riss im Verlauf der Belastung weiter und wird zum maßgebenden Versagensriss. Hier soll nochmals darauf hingewiesen werden, dass die blau dargestellten Zugstreben nicht nur Zugkräfte in der Bewehrung darstellen, sondern auch Bereiche, in denen die Zugfestigkeit des Betons aktiviert wird.

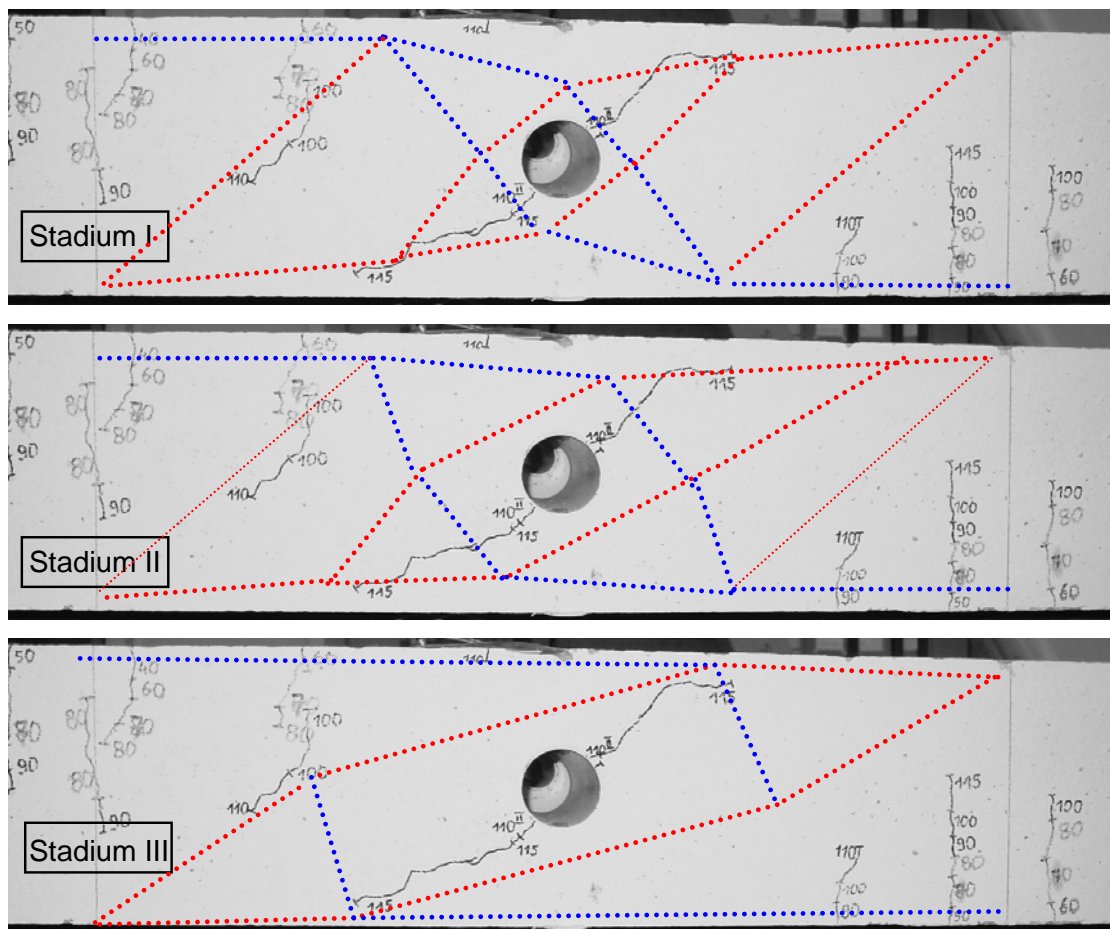


Abbildung 7-17: Versuch T\_325, Momentennullpunkt

In Abbildung 7-17 wird der Lastabtrag in drei aufeinanderfolgenden Versuchsstadien mit Hilfe von Zug- und Druckstreben dargestellt. Die sich zwischen Auflager und Lasteinleitung einstellende Druckstrebe, die um die Öffnung umgeleitet werden muss, erfährt mit zunehmender Rissbildung eine größere Aufspreizung und somit werden auch die dadurch entstehenden Querkzugspannungen immer größer. Der Versagensriss pflanzt sich beiderseits der Öffnung mit zunehmender Belastung zum Auflager bzw. zur Lasteinleitung hin fort. Die Druckstreben werden immer flacher und der oberhalb bzw. unterhalb der Öffnung zur Verfügung stehende Beton kann diese Belastung nicht mehr abtragen.

Treten im Bereich von Momentennullpunkten Zusatzbeanspruchungen durch eine aus Last oder Zwang in die Decke eingeleitete Zugkraft auf, wird der Querkraftabtrag weiter erschwert. Die Zugkraft erzeugt im Bereich der Öffnung Trennrisse. Der Querkraftabtrag muss dann über die Trennrisse hinweg, analog zum Lastabtrag bei einer Arbeitsfuge, erfolgen. Bei der Bemessung sollte eine rissbreitenbeschränkende Bewehrung eingelegt werden und das Fließen der Bewehrung im Bereich des Momentennullpunktes auf jeden Fall ausgeschlossen werden.

## 7.5 Bezug zu den aus der Literatur bekannten Querkrafttheorien

Reineck beschreibt das Zahnmodell mit den drei Traganteilen Einspannung des Zahns in die Druckzone, Rissreibung und Dübelwirkung der Längsbewehrung. Wobei er davon ausgeht, dass die Einspannung des Zahnes auf einem niedrigen Lastniveau weit vor Erreichen der Bruchlast versagt. Es verbleiben also die Rissreibung und die Dübelwirkung zum Lastabtrag. Die Rissreibung kann im Bereich der Öffnung nur zu einem verminderten Teil zum Lastabtrag beisteuern. Nur über den oberhalb und unterhalb der Öffnung verbleibenden Restriss kann die Rissreibung aktiviert werden.

Die Dübelwirkung aktiviert die Betonzugfestigkeit. Die auf den Dübel abgesetzte Querkraft muss mit Hilfe von Betonzustreben wieder nach oben gehängt werden. Dies wird in Abbildung 7-18 verdeutlicht.

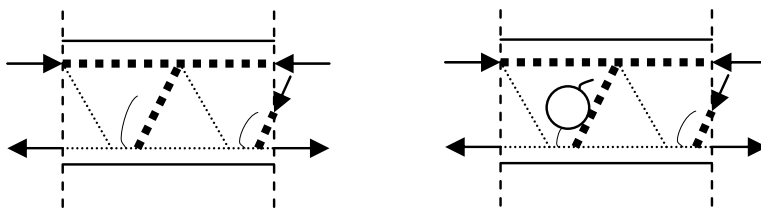


Abbildung 7-18: Dübelwirkung ohne Öffnung links, Dübelwirkung mit Öffnung rechts

Der zum Versagen führende kritische Riss verläuft meist durch die Öffnung. Die Öffnung würde dann, wie in Abbildung 7-18 dargestellt, liegen. Betrachtet man die Rissverläufe in den Versuchen, so kann oftmals ein zweiter Riss im unteren Öffnungsbereich beobachtet werden, der zur Betonzugstrebe infolge der Dübelwirkung passt. In Abbildung 7-19 ist eine solche Situation beispielhaft dargestellt. Die Öffnung nimmt der Zugstrebe einen Teil des Querschnitts und führt so zu einer schnelleren Rissbildung und dem Ausfall des Dübels.

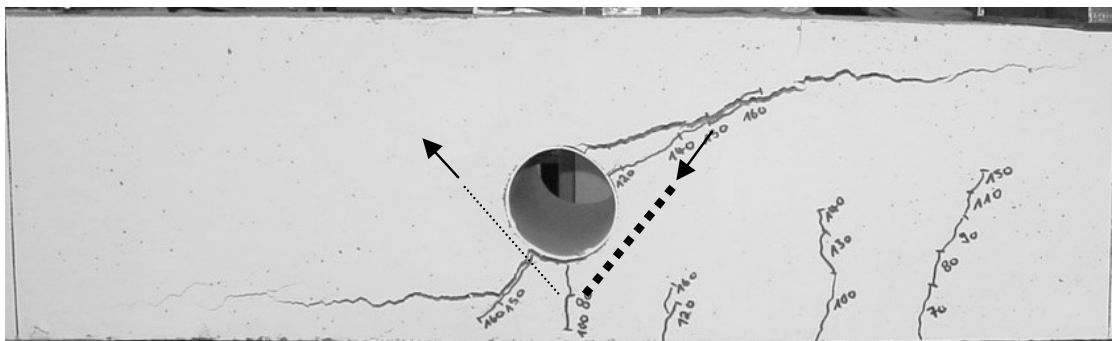


Abbildung 7-19: Versuch T4\_100\_unten

Die Traglastreduktion infolge der beschriebenen Zusammenhänge abzuschätzen ist schwierig. Die Anteile der drei Tragmechanismen an der Gesamtquerkraft sind noch nicht eindeutig geklärt. Es spielen dabei geometrische Faktoren und das Belastungsniveau eine Rolle. Der Druckzone wird allerdings bei Reineck eine eher untergeordnete Rolle zugewiesen, da die Einspannung des Betonzahns in die Druckzone auf einem relativ niedrigen Lastniveau ausfällt. Das wiederum bestätigten auch die hier durchgeführten Versuche, die eine größere Traglastabminderung bei einer Öffnung in der Zugzone ergaben.

Fischer beschreibt den Ausfall der Dübelwirkung als entscheidendes Versagenskriterium. Erst nach Ausfall der Dübelwirkung kann sich der kritische Versagensriss in die Druckzone fortpflanzen und somit entscheidend zum Bauteilversagen beitragen. Die Theorie von Fischer widerspricht den in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnissen nicht. Das Rissverhalten, wie es von Fischer beschrieben wird, wurde auch in den hier durchgeführten Bauteilversuchen beobachtet. Der Querkraftabtrag über die Dübelwirkung ist zudem eine Tragwirkung der Betonzugzone, was die Theorie unterstützt, dass Öffnungen in der Zugzone zu geringfügig größeren Tragfähigkeitsabminderungen führen als Öffnungen in der Druckzone. Dass die Dübelwirkung durch die Öffnungen geschwächt wird wurde bereits in Abbildung 7-18 und Abbildung 7-19 mit den jeweiligen Erläuterungen veranschaulicht.

Zink baut seine Gleichung für die Querkrafttragfähigkeit auf der Tragfähigkeit der Druckzone auf. Diese Druckzonentragfähigkeit wird durch verschiedene Einflüsse, die das Fortschreiten des Versagensrisses in die Druckzone begünstigen, reduziert und von Einflüssen, die die Druckzonenhöhe erhalten vergrößert.

In den durchgeführten Versuchen hatten die Öffnungen in der Druckzone einen geringeren Einfluss auf die Tragfähigkeit als in der Zugzone. Die in der Zugzone liegende Öffnung wirkt sich auf den Rissfortschritt in die Druckzone aus und führt zu einer vorzeitigen Entstehung und Öffnung des zum Versagen führenden kritischen Risses, der sich demnach auch früher in die Druckzone fortpflanzt. Eine weitere Erklärung ist das früher herbeigeführte Versagen des Dübelrisses, der wiederum ein Fortschreiten des Versagensrisses in die Druckzone mit sich bringt. Der kritische Versagensriss entwickelt sich von der Zugzone aus. Die Tragfähigkeit der Druckzone ist dabei auf unterem Belastungsniveau nicht ausgeschöpft. Eine in der Druckzone angeordnete Öffnung schwächt zwar letztendlich deren Querkrafttragfähigkeit, aber die Druckzonentragfähigkeit reicht in diesem Zustand noch aus. Die Öffnung in der Druckzone führt nicht zu einem früheren Öffnen oder einem schnelleren Fortschreiten des Versagensrisses, auch die Dübelwirkung wird durch eine Öffnung in der Druckzone nicht gestört.

Görtz baut seine Untersuchungen auf die Rissgeometrie des Versagensrisses auf. Die von ihm gefundenen Gesetzmäßigkeiten des Versagensrisses können auch an den Versuchskörpern mit Öffnungen beobachtet werden. Bei Versuchskörpern mit Öffnungen kann es allerdings im Gegensatz zu dem von Görtz beschriebenen Risswachstum, zu einer Rissentwicklung ausgehend von der Öffnung kommen. Görtz geht immer von einer Rissentstehung ausgehend eines Biegerisses, Störungen durch Öffnungen im Bereich des kritischen Risses kommen bei Ihm nicht vor.

Rojek beschreibt das Querkraftversagen in unterschiedlichen Versagensschritten. Die in der vorliegenden Arbeit gewonnene Erkenntnis, dass Öffnungen im Bereich des gezogenen Querschnittsrandes ungünstigere Auswirkungen auf die Traglast als im Bereich des gedrückten Querschnittsbereichs haben, kann mit der Theorie von Rojek nachvollzogen werden.





Rojek beschreibt weiterhin die in Versuchen auftretenden Risse am oberen Querschnittsrand – in der eigentlichen Druckzone. Diese Rissbildung, die Rojek auf die Exzentrizität der zum Auflager führenden Druckstreben bei gekrümmten Versagensrissen zurückführt, konnte beispielsweise bei den im Folgenden dargestellten Versuchen beobachtet werden. Der beschriebene Riss ist jeweils mit einem Pfeil markiert.



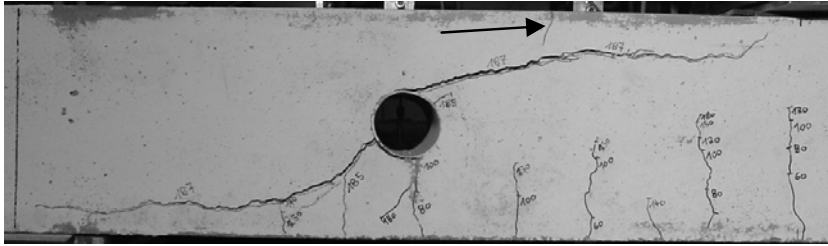


Abbildung 7-23: Riss am oberen Querschnittsrand in Versuch T13\_75\_mitte

Bei Versuch T4\_120 oben (Abbildung 7-21) entstand der Riss ausgehend vom oberen Betonrand und pflanzte sich bis zur Öffnung fort. Es bleibt anzumerken, dass dieser Riss erst mit dem Versagen des Versuchskörpers auftrat.



## 8 Weiterführende Untersuchungen

### 8.1 Kleine Öffnungen ( $d_\emptyset/d < 0,2$ )

In der vorliegenden Arbeit wurden vorwiegend Öffnungen mit Verhältnissen  $d_\emptyset/d > 0,2$  untersucht. Zur Bewertung des Einflusses von kleinen Öffnungen ( $d_\emptyset/d < 0,2$ ), wurden Tastversuche an drei Versuchsträgern mit kleinen Öffnungen mit entsprechenden Referenzversuchen durchgeführt.

Das Verhältnis von Statischer Höhe  $d$  zum Öffnungsdurchmesser  $d_\emptyset$  betrug bei allen Versuchen 0,115. Variiert wurde der Abstand der Öffnungen ( $2 \cdot d_\emptyset$ ,  $3 \cdot d_\emptyset$  und  $4 \cdot d_\emptyset$ ). Die Länge des durch Öffnungen gestörten Bereiches war gleich. Die folgenden Abbildungen zeigen die Versagensbilder der durchgeführten Versuche. Es wurde jeweils ein Referenzversuch ohne Öffnungen zum direkten Vergleich der Traglasten durchgeführt. In den nachfolgenden Abbildungen werden die Bruchbilder der Versuche mit Angaben zum Öffnungsabstand und zur Traglastreduktion gegenüber dem ungeschwächten Querschnitt dargestellt.

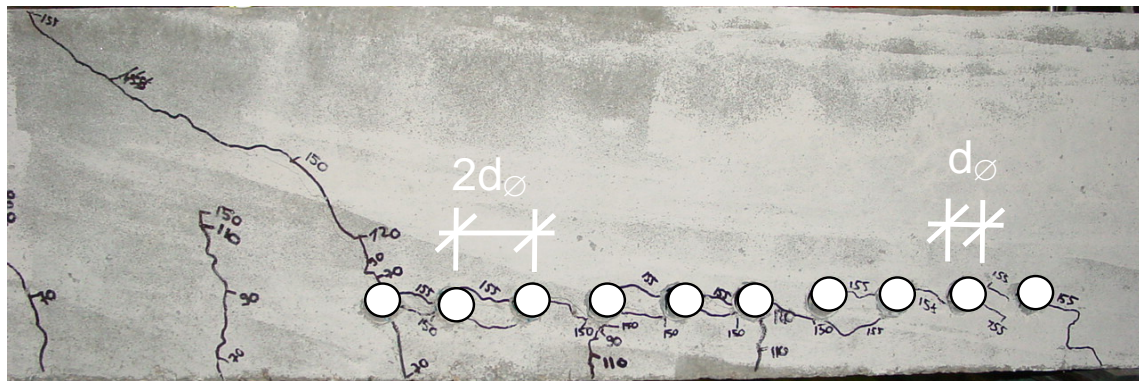


Abbildung 8-1: Versuch 1 (Achsabstand der Öffnungen  $2 d_\emptyset$ , Traglast: 60% des ungeschwächten Querschnitts)

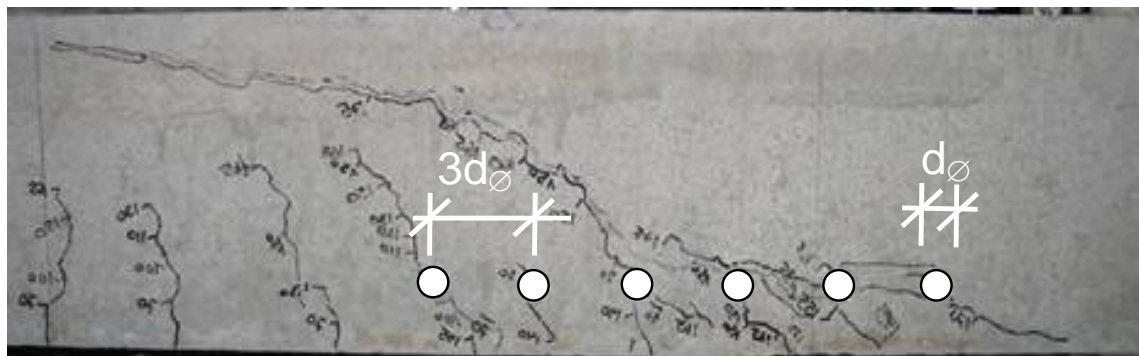


Abbildung 8-2: Versuch 2 (Achsabstand der Öffnungen  $3 d_\emptyset$ , Traglast: 76% des ungeschwächten Querschnitts)

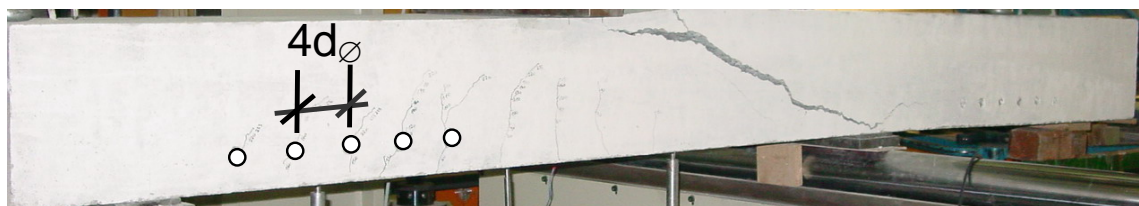


Abbildung 8-3: Versuch 3 (Achsabstand der Öffnungen  $4 d_\phi$ , Traglast: 100% des ungeschwächten Querschnitts)

Der Versuchskörper mit einem Öffnungsabstand von  $4 d_\phi$  versagte nicht auf der Trägerseite mit den Öffnungen sondern auf der ungeschwächten Seite.

Bei kleinen Öffnungen ( $d_\phi/d < 0,2$ ) ist bei Einhaltung eines Öffnungsachsabstandes entsprechend dem 4 – fachen Öffnungsdurchmesser keine Reduzierung der Traglast zu erwarten. Für kleinere Öffnungsabstände kann wegen mangelnder Versuchszahl bisher eine Empfehlung für einen von Öffnungsabstand abhängigen Abminderungsfaktor gemacht werden. Auf der sicheren Seite liegend, können die kleinen, nahe beieinander liegenden Öffnungen, zuth einer rechteckigen Öffnung zusammengefasst werden. Dabei wird der Restbetonquerschnitt zwischen den Öffnungen vernachlässigt und es kann eine Bemessung für rechteckige Öffnungen durchgeführt werden.

## 8.2 Versuche mit Querkraftbewehrung

In den folgenden Kapiteln werden Bemessungsgleichungen für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten mit integrierten Leitungen ohne Querkraftbewehrung hergeleitet.

Für Bemessungsfälle in denen die Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nicht ausreicht, muss eine Zusatzbewehrung angeordnet werden, die den Querkraftabtrag sicherstellt. Im Rahmen dieser Arbeit wurden dazu Tastversuche durchgeführt. Ziel war es, festzustellen, ob mit einer Zusatzbewehrung die Tragfähigkeit des ungeschwächten Querschnitts erreicht werden kann.

Abbildung 8-4 zeigt den Aufbau der verwendeten Versuchskörper. Die Zusatzbewehrung wurde neben der Öffnung in Richtung der Lasteinleitung angeordnet. Diese wurde für einen Versuch aus konventionellen Bügeln hergestellt. In den restlichen Versuchen wurden Dübelleisten mit jeweils 3 Dübeln, aber unterschiedlichen Dübeldurchmessern verwendet.

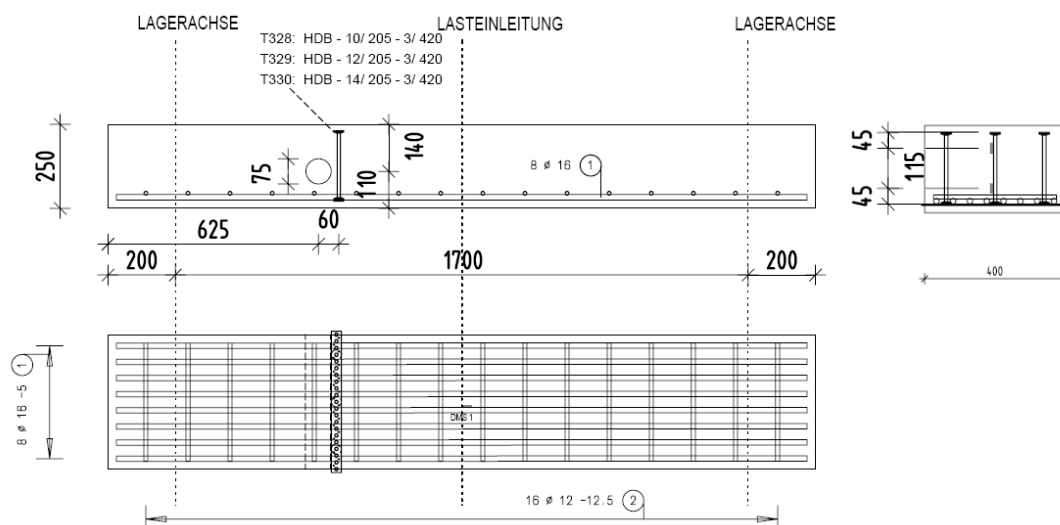


Abbildung 8-4: Aufbau der Versuchskörper

Der minimale Bewehrungsquerschnitt wurde so gewählt, dass eine Querkraft von 125 kN von den Bügeln bzw. den Dübelleisten hochgehängt werden konnte. Dies entspricht etwa der Querkraftversagenslast der Trägerseite ohne Öffnung mit Querkraftbewehrung.

$$A_{s, \text{erf}} = \frac{125000 \text{ N}}{500 \text{ N/mm}^2} = 250 \text{ mm}^2 = 2,5 \text{ cm}^2 \quad (8.1)$$

Tabelle 8-1 zeigt eine Übersicht der durchgeführten Versuchsreihe. Es sind die Versuche mit Querkraftbewehrung als auch die Referenzversuche ohne Zusatzbewehrung und ohne Öffnung aufgelistet.

Versuch	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Versagenslast [kN]	Öffnungsdurchmesser [mm]	Bewehrungstyp Querkraftbewehrung	$A_{s,q}$ [cm <sup>2</sup> ]	Versagen
T 328	24,2	254	75	HDB -10/205 -3/420	2,4	Trägerseite ohne Öffnung
T 329	24,6	253	75	HDB -12/205 -3/420	3,4	Trägerseite ohne Öffnung
T 330	24,6	259	75	HDB -14/205 -3/420	4,6	Trägerseite ohne Öffnung
T 331	24,2	256	50	HDB -10/205 -3/420	2,4	Trägerseite ohne Öffnung
T 332	24,6	238	50	HDB -12/205 -3/420	3,4	Trägerseite ohne Öffnung
T 333	24,6	248	50	HDB -14/205 -3/420	4,6	Trägerseite ohne Öffnung
T 334	24,6	173	75	-	-	Trägerseite mit Öffnung
T 335	24,2	214	50	-	-	Trägerseite mit Öffnung
T 336	25,0	264	-	-	-	-
T 337	24,9	249	75	Bügel BSt 500/550	3,0	Trägerseite ohne Öffnung

Tabelle 8-1: Zusammenstellung der Versuche mit Querkraftbewehrung

In allen Versuchen mit Querkraftbewehrung wurde die Tragfähigkeit des Vollquerschnitts erreicht. Die Versuchsbalken versagten jeweils auf der Trägerseite ohne Öffnungen. Die Bruchbilder der Versuche können dem Anhang entnommen werden.

Somit konnte gezeigt werden, dass mit einer lokalen Zusatzbewehrung die Tragfähigkeit des Vollquerschnitts erreicht werden kann.

Die Bewehrungsquerschnitte wurden insgesamt zu hoch gewählt, so dass keine Aussage über den tatsächlich erforderlichen Bewehrungsquerschnitt zur Sicherstellung der Tragfähigkeit getroffen werden kann.

### 8.3 Dauerstandfestigkeit unter Zugbeanspruchungen

In *Zilch 2005* wird die Dauerstandfestigkeit von Beton unter Zugbeanspruchungen beschrieben. In wenigen Untersuchungen zum Dauerstandsverhalten wurde festgestellt, dass die Zugfestigkeit bei langandauernden Beanspruchungen schnell abnimmt und nach kurzer Zeit (bereits nach 24 h) die Dauerstandfestigkeit nur noch  $0,6 - 0,7 f_{ctm}$  beträgt. Reinhardt beschreibt in *Reinhardt 1985* Versuche zur Bestimmung der Zeitstandzugfestigkeit von Beton. Die Zeitstandzugfestigkeit fällt demnach bereits in der ersten Stunde auf ca.  $0,7 * f_{ctm}$  ab.

In der vorliegenden Arbeit wurde gezeigt, dass gerade die Betonzugfestigkeit eine große Rolle beim Querkraftabtrag (Dübelwirkung und Zugfestigkeit an den Öffnungsrändern) übernimmt. Die übliche Belastungsdauer der im Rahmen dieser Arbeit gefahrenen Versuche betrug ca. drei Stunden. Die Reduktion der Zugfestigkeit ist also während der Versuchsdauer bereits weitgehend abgeschlossen. Die verbleibende

Abminderung spielt bei der Definition der Abminderungsfaktoren keine Rolle, weil die Referenzversuche mit gleicher Belastungsgeschwindigkeit gefahren wurden.

#### 8.4 Untersuchungen an Fugenblechen

Zur wasserundurchlässigen Ausführung von Arbeitsfugen in Stahlbetonwänden werden vor allem innenliegende Fugenabdichtungen wie Fugenbleche oder Fugenbänder verwendet. Diese Stellen für den Querkraftabtrag eine Schwächung des Querschnitts dar, die in ihrer Größe bisher nicht bekannt ist.

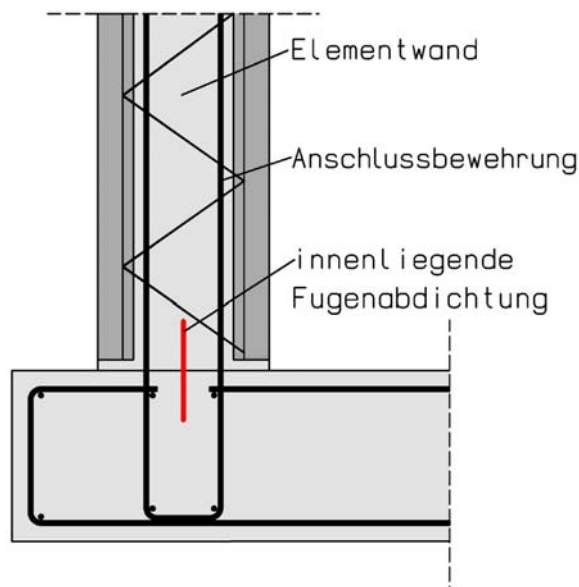


Abbildung 8-5: Fußpunktdetail einer Elementwand mit innenliegender Fugenabdichtung.

In Tastversuchen mit unterschiedlichen Fugenbändern (beschichtet, unbeschichtet) wurde die Reduzierung der Querkrafttragfähigkeit gegenüber Versuchskörpern ohne Schwächung untersucht. Es wurde eine maximale Traglastreduzierung von 17 % festgestellt. Zur Erstellung eines Bemessungsvorschlags reichen allerdings die in der Diplomarbeit *Heinke 2007* gewonnenen Erkenntnisse nicht aus. Eine Traglastreduzierung oder ein verändertes Last-Verformungsverhalten ist im Bereich der Gebrauchslasten nicht zu erwarten.

## 9 Zusammenfassung und Ausblick

Die fehlenden Bemessungsgrundlagen für die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken mit integrierten Leitungsführungen waren Ausgangspunkt dieser Arbeit.

Das Ziel war die Entwicklung von Grundlagen zur Bemessung von durch Leitungen geschwächten Decken und zum Standsicherheitsnachweis mit Hilfe von modifizierten Bemessungsgleichungen.

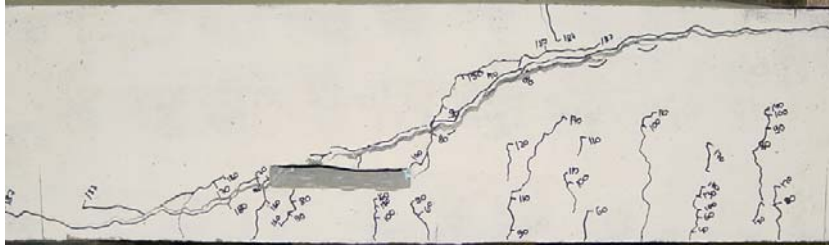


Abbildung 9-1: Versagensbild eines Bauteilversuches

Untersucht wurde die Reduktion der Querkrafttragfähigkeit infolge einzelner kreisrunder und rechteckiger Öffnungen sowie durch Gruppenanordnung mehrerer Öffnungen. Dazu wurden Bauteilversuche an einachsig gespannten Stahlbetonplattenstreifen durchgeführt und mit Hilfe von FE-Berechnungen nachgebildet. Anhand von Parameterstudien konnten Bemessungsgleichungen definiert werden.

Hierzu wurde der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit  $V_{Rd,ct}$  ohne Querkraftbewehrung gemäß DIN 1045-1:2008-08, Bemessungsgleichung (Gl. 70) zur Berücksichtigung der Öffnungen um einen Abminderungsfaktor erweitert. Für Verhältnisse  $d_\emptyset/d$  zwischen 0,2 und 0,5 gilt:

$$V_{Rd,ct,red} = \left[ k \cdot 0,10 \cdot \kappa \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \cdot \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad \text{für } \sigma_{cd} \geq 0$$

mit:  $k = k_\emptyset = 1 - \frac{d_\emptyset}{d}$  für kreisrunde Öffnungen

$$k = k_w = 0,95 - \frac{d_o}{d} - \left( \frac{d_o}{d} - 0,03 \right) \cdot \ln \left( \frac{b_o}{d_o} \right) \quad \text{für rechteckige Öffnungen}$$

$d_\emptyset$  : Durchmesser der runden Öffnung

$d$  : Statische Höhe

$d_o$  : Höhe der rechteckigen Öffnung

$b_o$  : Breite der rechteckigen Öffnung

Anwendungsgrenzen des Modells und konstruktive Hinweise zur Gestaltung von Decken mit integrierter Leitungsführung sind:

- Bei Anordnung von mehreren runden Einzelöffnungen muss zur Anwendung der oben angegebenen Gleichung der Achsabstand der Öffnungen mindestens dem dreifachen Öffnungsdurchmesser entsprechen;
- Der Achsabstand von Einzellasten zu Öffnungen sollte mindestens der statischen Höhe  $d$  des Querschnitts entsprechen;
- Bei kreisrunden Einzelöffnungen, deren Mittelachse zwischen Querschnittsmitte und gedrücktem Rand liegt, kann der Faktor  $k_0$  um 0,1 erhöht werden.

Die im Rahmen dieser Arbeit nicht abschließend geklärten Fragestellungen sind nachfolgend erläutert:

- Der Abminderungsfaktor für Einzelöffnungen konnte versuchstechnisch ermittelt werden und mit FE-Berechnungen bestätigt werden. Weiterhin konnte ein Achsabstand vom dreifachen Öffnungsdurchmesser definiert werden, der eine gegenseitige Beeinflussung der Öffnungen untereinander ausschließt. Weiterhin wäre jedoch auch ein zusätzlicher Abminderungsfaktor, der bei Nichteinhalten dieses Abstandes angesetzt werden kann, für die Praxis von Nutzen.
- Tatsächlich tragen viele Decken ihre Lasten über eine zweiachsige Tragwirkung ab. Bisher wurden keine Untersuchungen durchgeführt, die den hier gefundenen Abminderungsfaktor auch für die Querkrafttragfähigkeit in Bereichen mit z. B. Querkraft bestätigen. Hierzu wären Großversuche mit zweiachsig gespannten Platten notwendig um das Tragverhalten genauer untersuchen zu können.

## 10 Literatur

- Aster 1970** Aster, H.: Vierseitig gelagerte Stahlbetonhohlplatten. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 213, Beuth Verlag GmbH 1970.
- Cervenka 2001** Cervenka Consulting: ATENA Program Documentation.
- DAfStb 2003** Erläuterungen zu DIN 1045-1, Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau, Heft 525, 2003.
- DIN 1045 - 1** Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil1: Bemessung und Konstruktion, August 2008.
- Ehmann 2003** Ehmann, J.: Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Stahlbetonplatten in Verbundbrücken. Dissertation Stuttgart 2003.
- Fischer 1977** Fischer, J. Versagensmodell für schubslanke Balken. Heft 480 Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Beuth Verlag GmbH 1977.
- Forschungsvorhaben 1999** Abschlussbericht für das DIBT - Forschungsvorhaben IV 1-5-876/98: Überprüfung und Vereinheitlichung der Bemessungsansätze für querkraftbeanspruchte Stahlbeton- und Spannbetonbauteile aus normalfestem und hochfesten Beton. Dezember 1999.
- Görtz 2004** Görtz, S. : Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton. Dissertation RWTH Aachen 2004.
- Graubner 2008** Graubner, C.-A.; Schmidt, H.; Brehm, E.: Model Uncertainties for Shear Capacity Prediction of Reinforced Concrete Members. Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Probabilistic Workshop, Darmstadt 2008.
- Hegger 2003** Hegger, J.; Will, N.; Bülte, S.: Teilvorgefertigte Deckensysteme im Wohnungsbau. Abschlussbericht (BBR Z6-5.4.00-15).
- Hegger 2004** Hegger, J., Beutel, R., Kerkeni, N.: Einfluß der Deckenschlankheit auf den Durchstanzwiderstand nach DIN 1045-1, SIA 262, Ö-Norm B 4700(01) und EC prEN 1992-1-1. Beton- und Stahlbetonbau 99, 2004, Heft 1.
- Hegger 2008** Hegger, J., Bartram, G.: Shear carrying capacity of steel fiber reinforced UHPC. Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau Heft 10: Ultra High Performance Concrete (UHPC), Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, Kassel 2008, pp. 513 – 520.
- Heinke 2007** Heinke, A.-K. Studienarbeit am Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion: Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton-Elementwänden im Bereich von innen liegenden Fugenabdichtungen. TU Kaiserslautern 2007.
- Hillerborg 1976** Hillerborg, A., Modeer M., Petterson P.-E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of fracture mechanics and Finite Elements. Cement and Concrete Research, Vol. 6, pp. 773-781, 1976.
- Hottmann 1996** Hottmann, H.; Schäfer, K.: Bemessen von Stahlbetonbalken und Wandscheiben mit Öffnungen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 459, Beuth Verlag GmbH 1996.

- Kani 1966** Kani, G.N.J.: Basic Facts Concerning Shear Failure. Journal of the American Concrete Institute. 1966, Heft 63,6, S. 675-692.
- Kani 1968** Kani, G.: Was wissen wir heute über die Schubbruchsicherheit? Der Bauingenieur 43, Heft 5 1968.
- Kaufmann** Kaufmann, N.: Das Sandflächenverfahren. Strassenbau-Technik 3/71 S.171-135.
- Kiefer 2002** Kiefer, C.: Betonkernkühlung mit Zuluft. Technik am Bau 6/2002.
- König 1999** König, G.; Zink, M.: Zum Biegeschubverhalten schlanker Stahlbetonbauteile. Bautechnik 76 (1999), Heft 11 S. 959 – 969.
- Kuhlmann 2003** Kuhlmann, U.; Ehmann, J.: Querkrafttragfähigkeit zugbeanspruchter Betonfahrbahnplatten von Verbundbrücken. Stahlbau 72 (2003), Heft 7 S. 491-499.
- Kupfer 1969** Kupfer, H.,Hilsdorf, H. K., Rüsch: Behaviour of Concrete Under Biaxial Stresses. ACI Journal Title 66-52, August 1969.
- Leonhardt 1983** Leonhardt, F., Mönnig, E.: Vorlesungen über Massivbau. Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau.
- Mansur 1998** Mansur, M. A.: Effect of Openings on the Behaviour and Strength of R/C Beams in Shear. Cement and Concrete Composites 20, 1998.
- Markeset 1995** Markeset, G., Hillerborg A.: Softening of Concrete in Compression- Localisation and Size Effects. Cement and Concrete Research, Vol. 25, No.4, pp. 702-708, 1995.
- Mueller 1998** Müller, F., Muttoni, A., Thürlimann, B.: Durchstanzversuche an Flachdecken mit Aussparungen. Birkhäuser Verlag AG, 1998.
- Muttoni 2003** Muttoni, A.: Schubfestigkeit und Durchstanzen von Platten ohne Querkraftbewehrung. Beton- und Stahlbetonbau 98, Heft 2, S. 74-84, 2003.
- Ramm 2003** Ramm, W.: Über die Anwendung des Traglastverfahrens bei Durchlaufträgern mit großen Stegöffnungen im Verbund- und Stahlbetonbau. Vorträge Deutscher Bautechnik-Tag 2003, Ernst und Sohn 2003.
- Reineck 1991a** Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für Stahlbetonbauteile ohne Stegbewehrung. Bauingenieur 66(1991) S.157-165.
- Reineck 1991b** Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für das Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen ohne Stegbewehrung. Bauingenieur 66 (1991) S. 323-332.
- Reineck 1990** Reineck, K.-H.: Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen, Dissertation, Universität Stuttgart 1990.
- Reinhardt 1985** Reinhardt, H. W.; Cornelissen, H. A. W.: Zeitstandzugversuche in Beton. Baustoffe 1985, S. 162-167, Bauverlag Wiesbaden.
- Rojek 2003** Rojek, R.: Stahlbetonanalyse 21 Teil 1 Tragverhalten ohne Stegbewehrung.



- Schnell 2003** Schnell, J.; Thiele, C.: Tastversuche zur Tragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung mit integrierten Luftkanälen. Festschrift Schnütgen: Entwicklungen in Beton- und Faserbetonbau sowie in verwandten Gebieten, Ruhruniversität Bochum, August 2003.
- Schnell 2005** Schnell, J.; Thiele, C.: Concrete Slabs with Air Ducts, Keep Concrete Attractive, fib-Symposium, Budapest, Proceedings Mai 2005.
- Schnell 2006** Schnell, J.; Thiele, C.: Abminderung der Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetondecken im Bereich von Leitungsführungen, Neu-Ulm, 15. Februar 2006, Kongressunterlagen 50. Beton-Tage S.118-119.
- Schnellenbach 2002** Schnellenbach-Held, M.; Ehmann, S.: Stahlbetonträger mit großen Öffnungen. Beton- und Stahlbetonbau 97, 2002, Heft 3.
- Schröder 2002** Schröder, D.: Betonkernkühlung mit Zuluft. Heizung Lüftung/Klima Haustechnik, Heft 2 /2002, S.7 – 54.
- Twelmeier 1985** Twelmeier, H.; Dallmann, R.; Fischer, Th.; Götsche, J.: Einfluss von großen Stegaussparungen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonträgern. IRB Verlag 1985.
- Vecchio 1986** Vecchio, F.J., Collins, M.P.: The modified compression–field theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. ACI Journal Title 83-22, March-April 1986.
- Zararis 2001** Zararis, D., Papadakis, G.Ch.: Diagonal Shear Failure and Size Effect in RC Beams without Web Reinforcement. Journal of Structural Engineering July 2001, pp. 733-742.
- Zilch 2005** Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau. Springer Verlag 2005.
- Zink 2000** Zink, M.: Zum Biegeschubverhalten schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung, B.G. Teubner Verlag Stuttgart 2000.

## 11 Anhang

### 11.1 Darstellung der Bruchbilder

Im Folgenden werden die Bruchbilder der Versuche gezeigt. Auf den Bildern ist jeweils der Zustand des Betonkörpers nach Erreichen der Traglast dargestellt. Die Abbildungen zeigen entweder einen Ausschnitt der Versuchskörper vom Auflager bis zur Lasteinleitung (siehe Abbildung 11-1) oder den gesamten Versuchskörper.

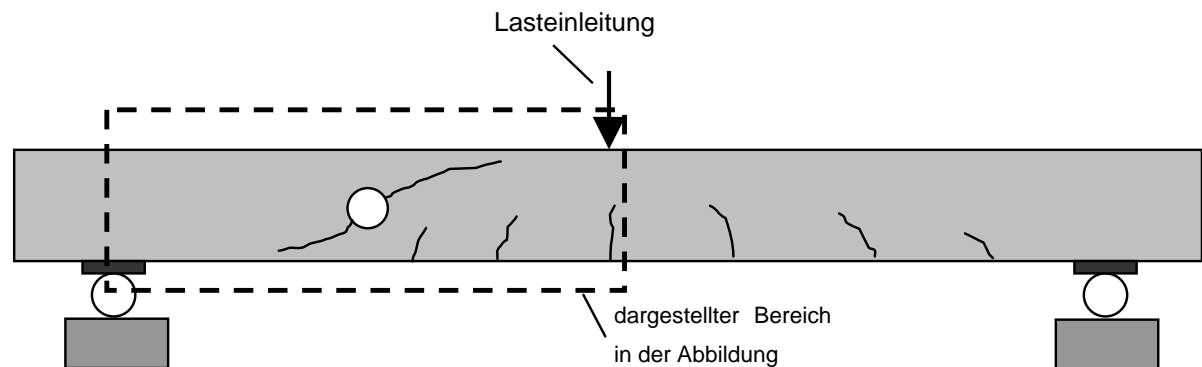


Abbildung 11-1: Darstellung der Bruchbilder

### 11.2 Versuchsreihe 1 und 2

#### 11.2.1 Referenzversuche

Die nachfolgend dargestellten Bilder zeigen die Bruchbilder der durchgeführten Referenzversuchskörper.

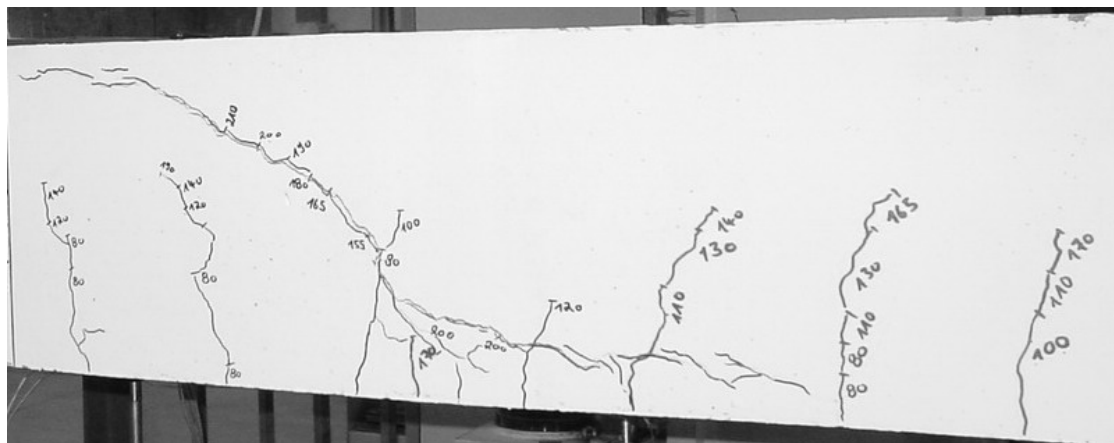


Abbildung 11-2: Versuch T1\_ohne Öffnung,  $h = 30$  cm

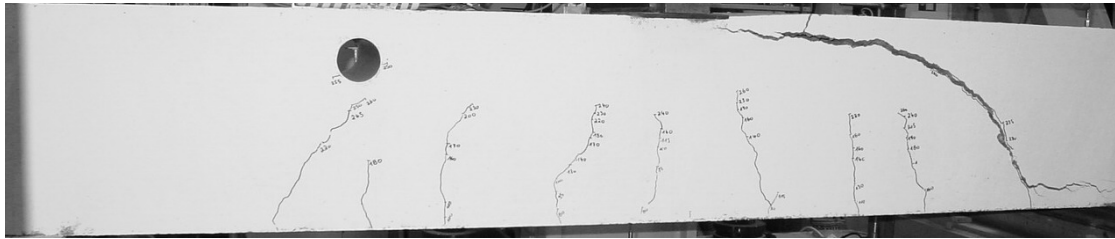


Abbildung 11-3: Versuch T7\_70\_oben,  $h = 35$  cm

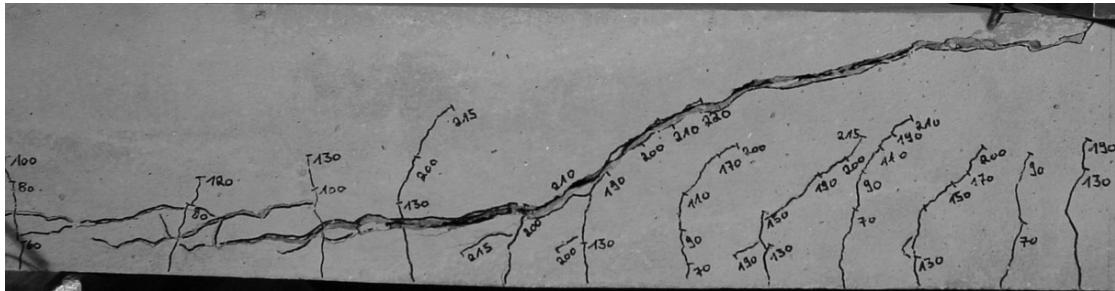


Abbildung 11-4: Versuch T9\_ohne Öffnung,  $h = 20$  cm

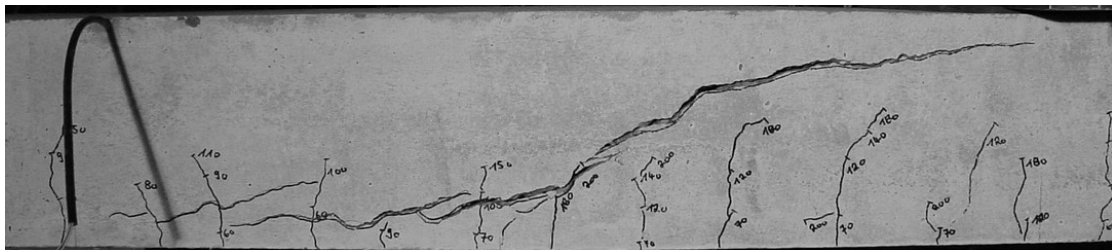


Abbildung 11-5: Versuch T10\_40\_oben,  $h = 20$  cm



Abbildung 11-6: Versuch T13\_ohne Öffnung,  $h = 25$  cm

## 11.2.2 Versuche mit Einzelöffnungen

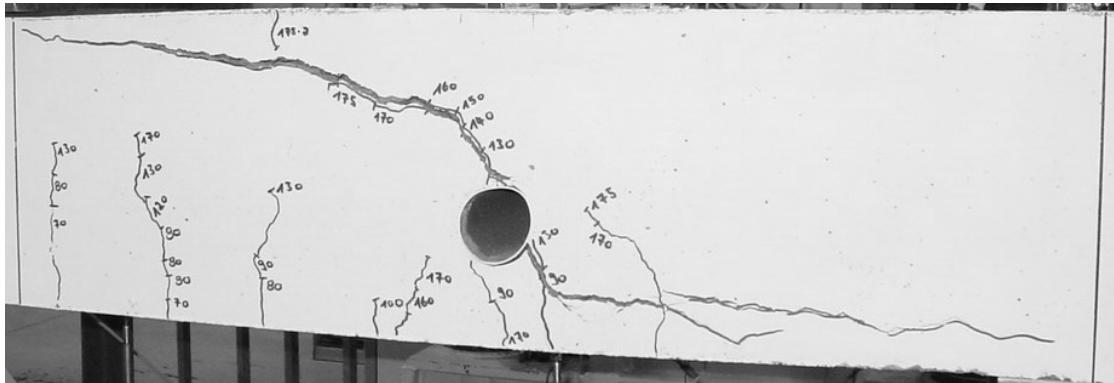


Abbildung 11-7: Versuch T1\_70\_unten

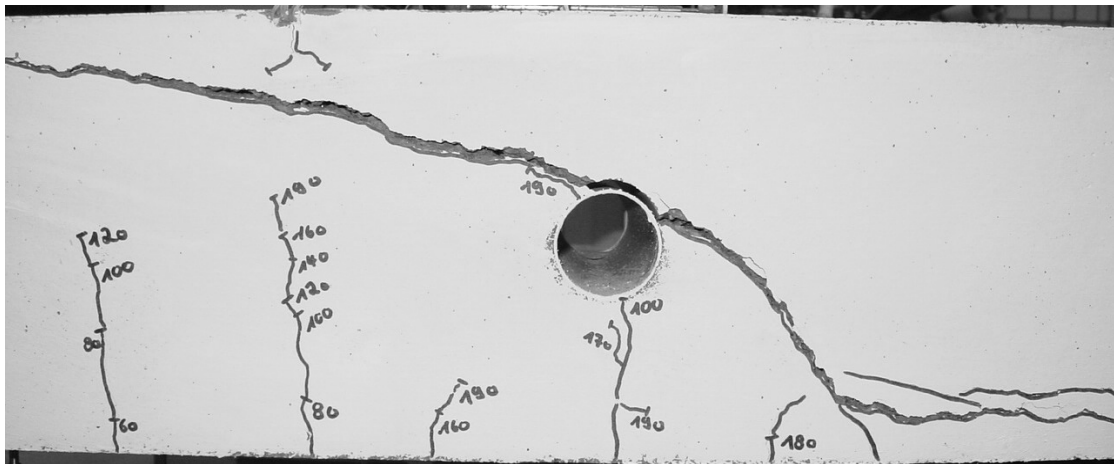


Abbildung 11-8: Versuch T2 70\_mitte

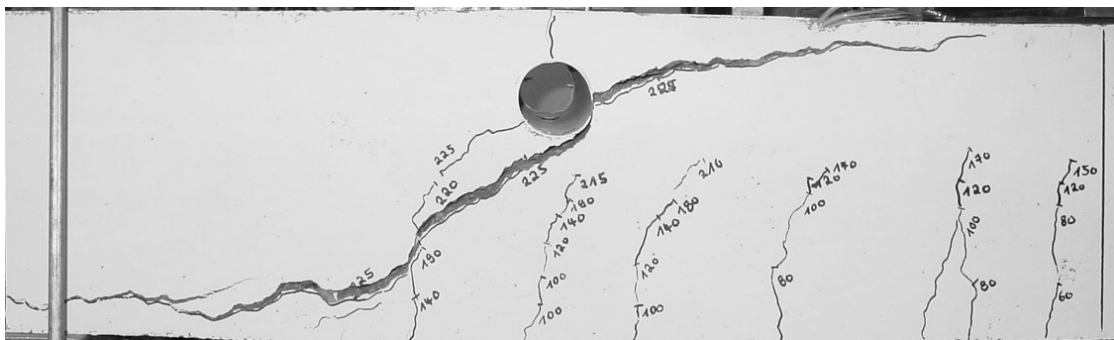


Abbildung 11-9: Versuch T2\_70\_oben

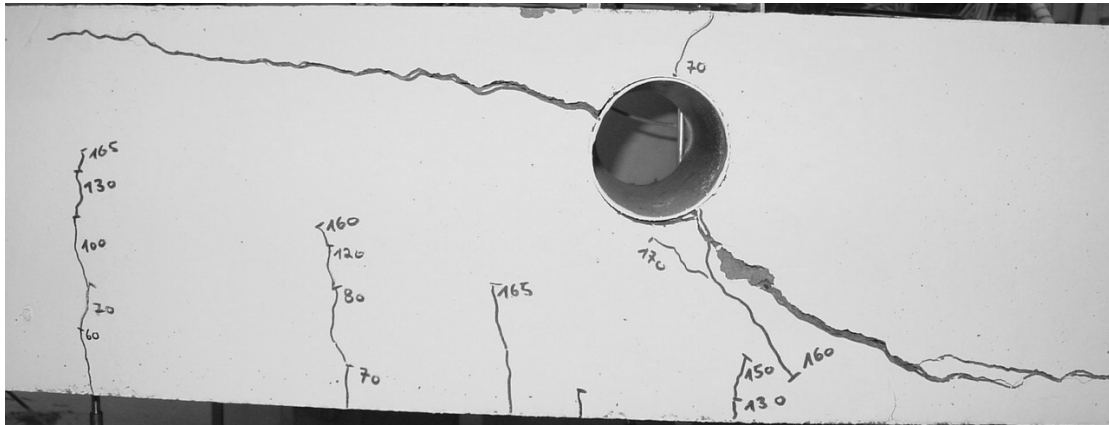


Abbildung 11-10: Versuch T3\_100\_oben

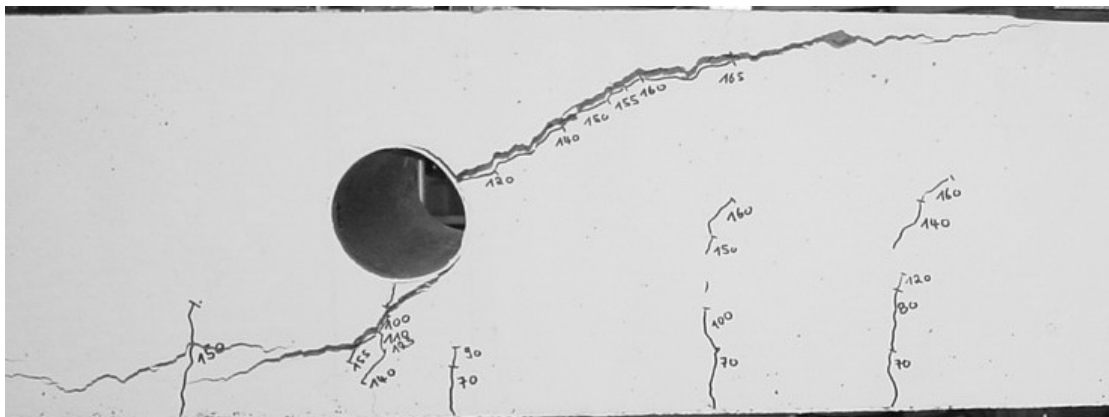


Abbildung 11-11: Versuch T4\_100\_mitte

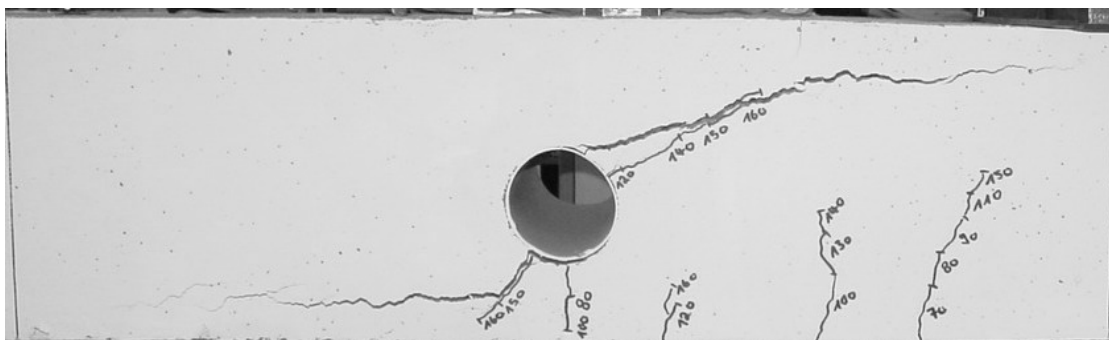


Abbildung 11-12: Versuch T4\_100\_unten

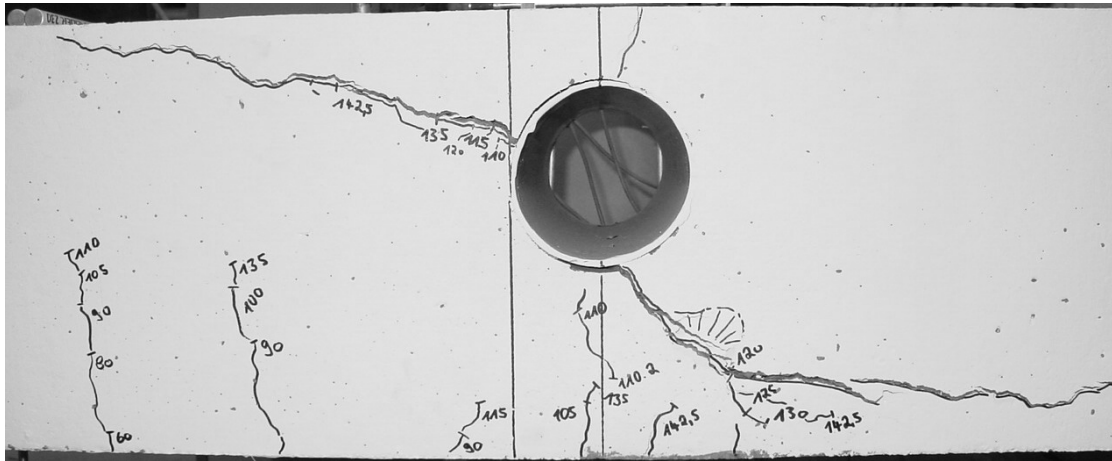


Abbildung 11-13: Versuch T4\_120\_oben

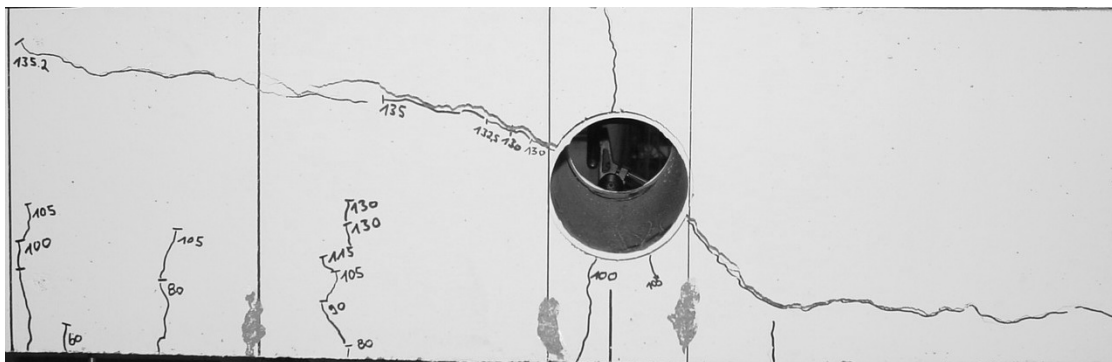


Abbildung 11-14: Versuch T5\_120\_mittig

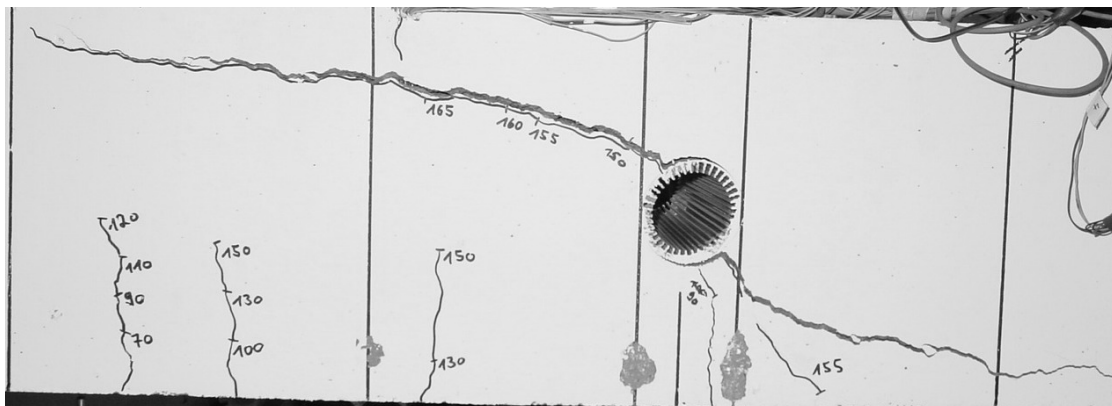


Abbildung 11-15: Versuch T5\_Kiefer

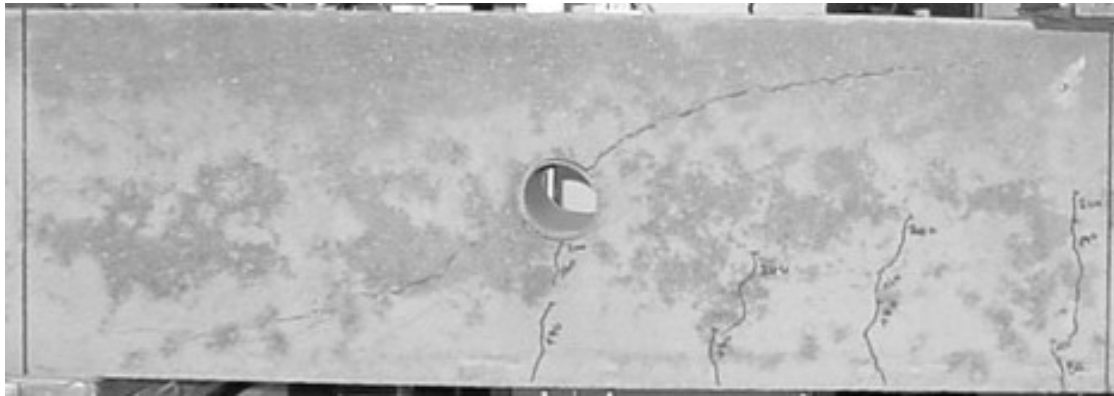


Abbildung 11-16: Versuch T6\_70\_mittig



Abbildung 11-17: Versuch T6\_70\_unten

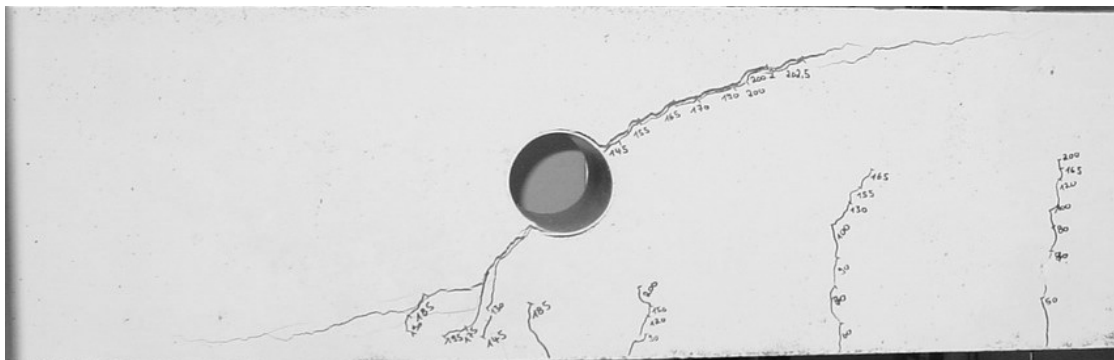


Abbildung 11-18: Versuch T8\_100\_mittig

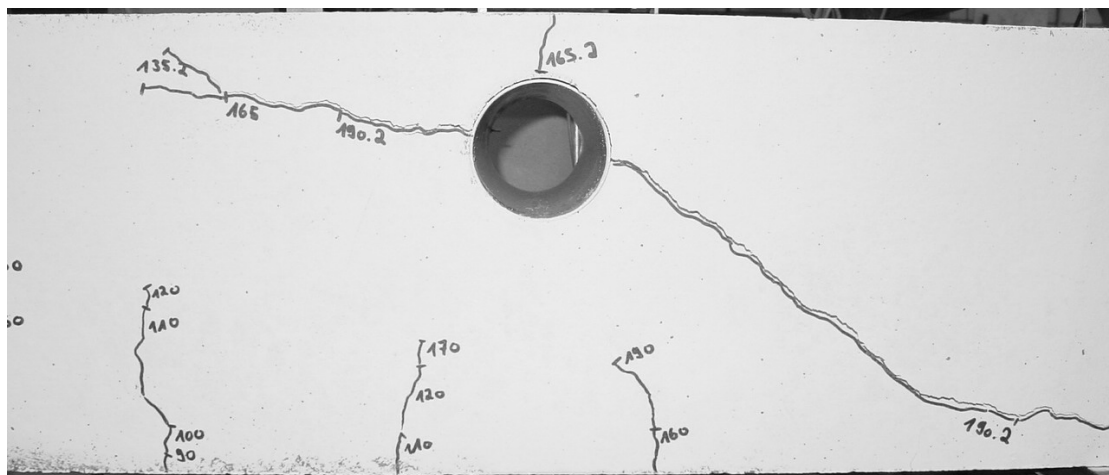


Abbildung 11-19: Versuch T8\_100\_oben

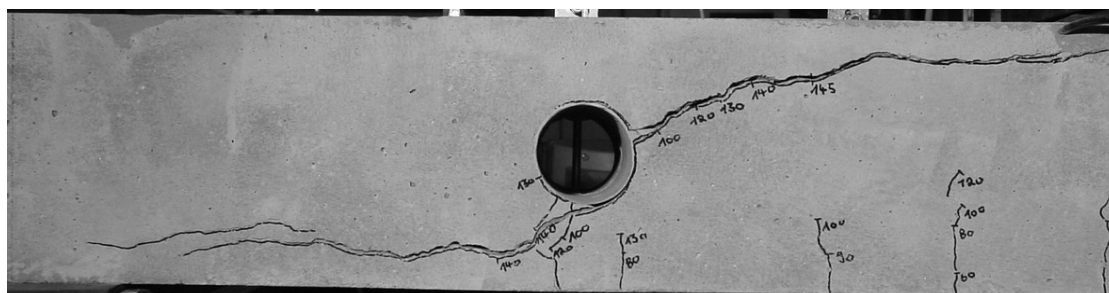


Abbildung 11-20: Versuch T9\_75\_mittig



Abbildung 11-21: Versuch T10\_75\_oben

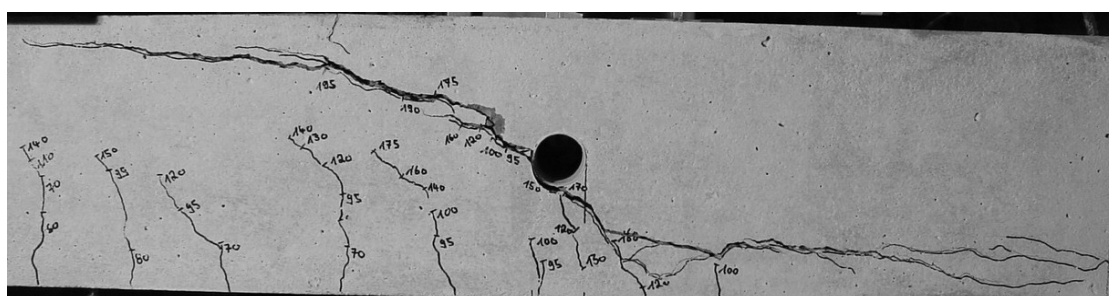


Abbildung 11-22: Versuch T11\_40\_unten



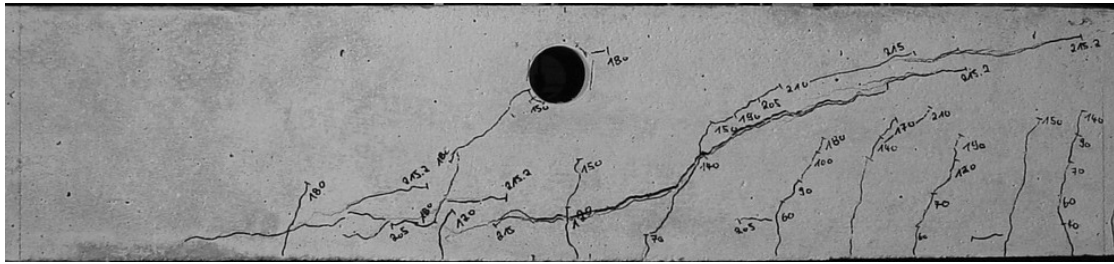


Abbildung 11-23: Versuch T11\_50\_oben

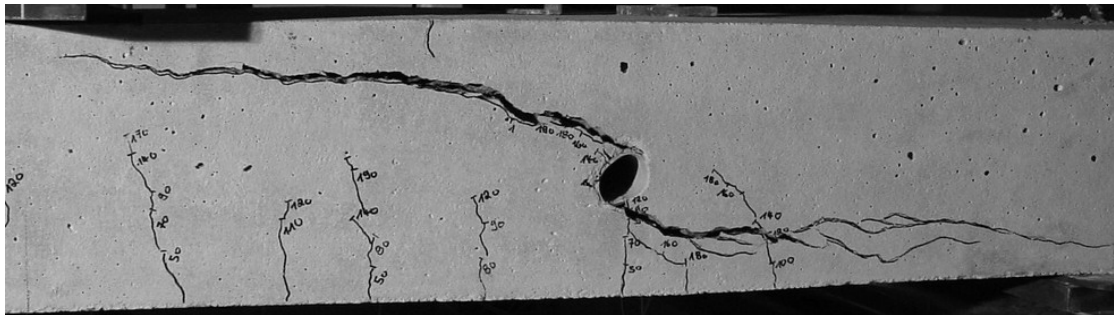


Abbildung 11-24: Versuch T12\_40\_unten

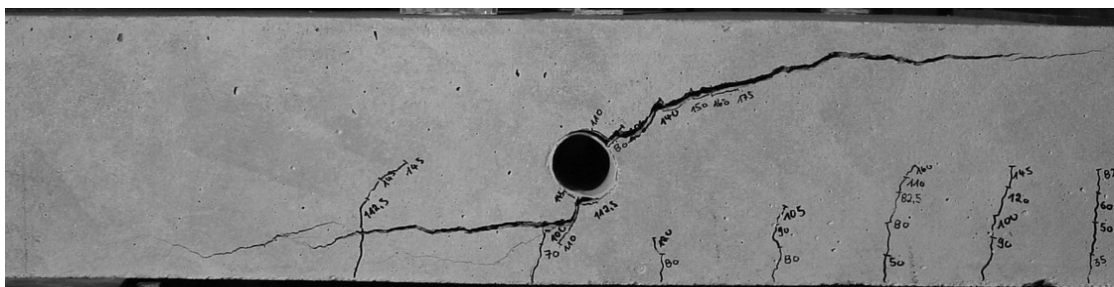


Abbildung 11-25: Versuch T12\_50\_unten

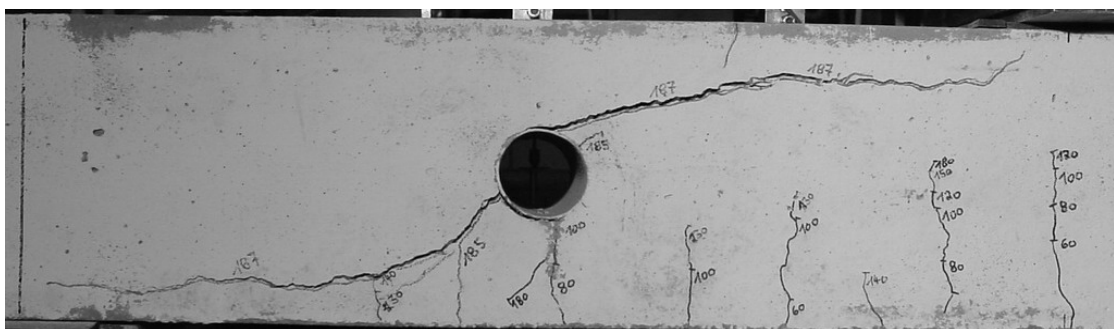


Abbildung 11-26: Versuch T13\_75\_mitte

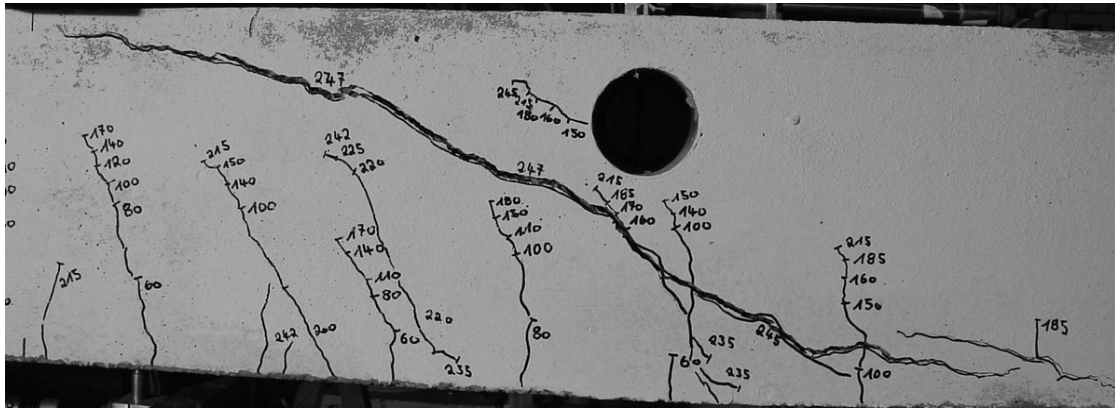


Abbildung 11-27: Versuch T14\_75\_oben

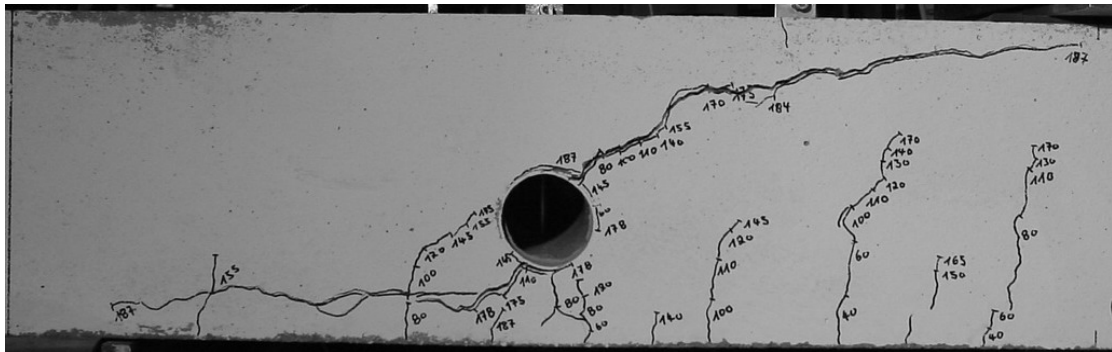


Abbildung 11-28: Versuch T14\_75\_unten

### 11.2.3 Erste Tastversuche mit zwei Öffnungen

In der zweiten Versuchsreihe wurden zwei Versuche mit zwei Öffnungen durchgeführt. Dabei betrug der Achsabstand der Öffnungen dem 3,0- bzw 4,3- fachen Öffnungsdurchmesser.

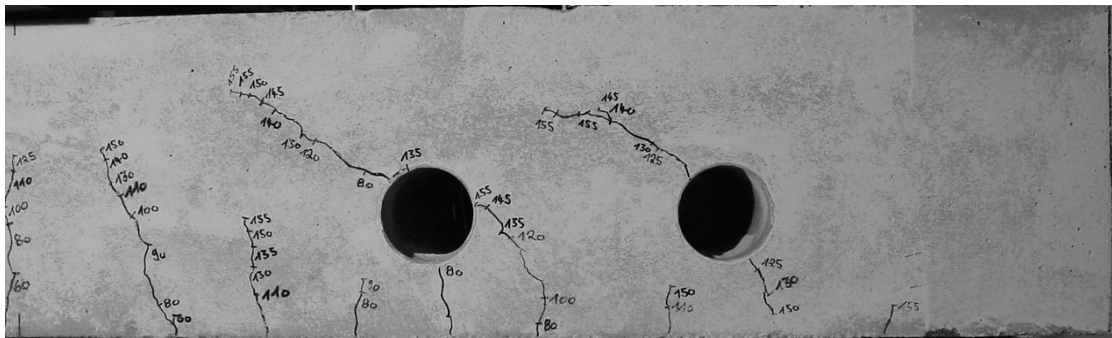


Abbildung 11-29: Versuch T15\_15\_75

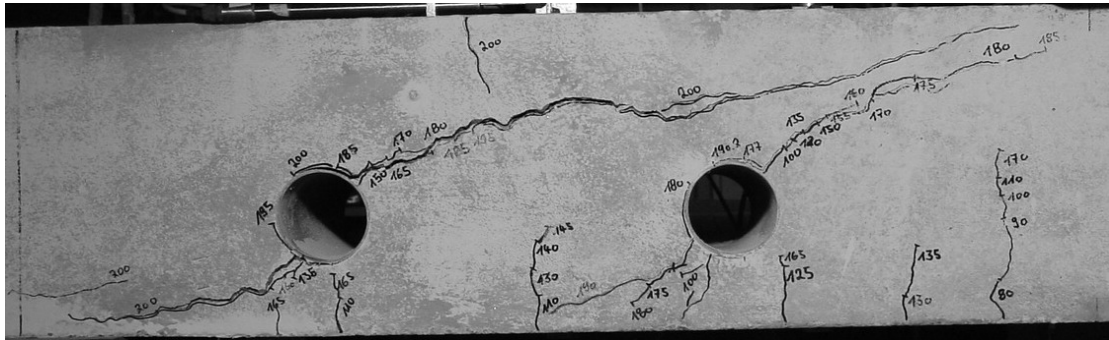


Abbildung 11-30: Versuch T15\_25\_75

### 11.2.4 Versuche mit zentrischer Zugkraft

Die Bruchbilder werden in den folgenden Bildern dargestellt. Die nicht unterstrichenen Zahlen entstanden bei der Zugkrafteinleitung, während alle weiteren Risse bei Querbelastung mit einem Unterstrich gekennzeichnet wurden.

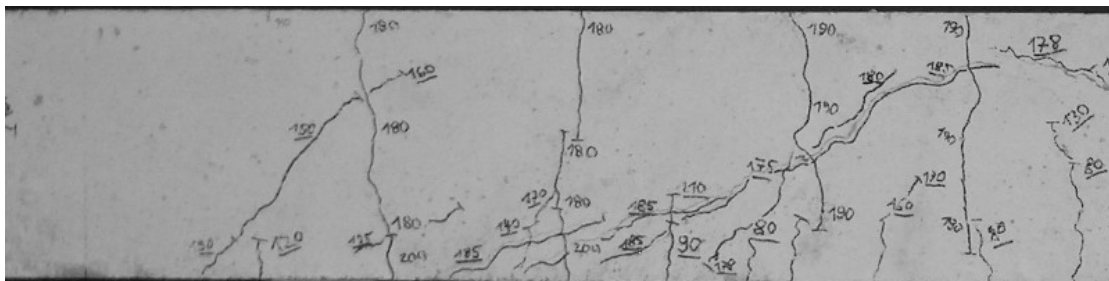


Abbildung 11-31: Versuch LBV 01

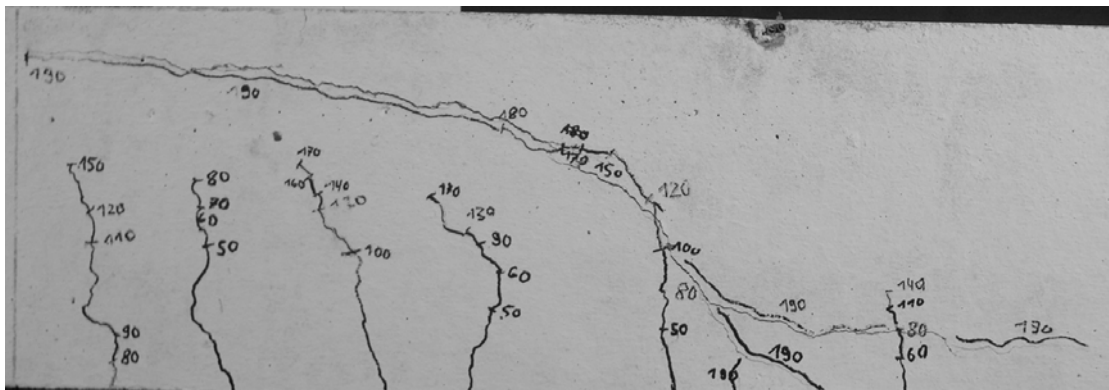


Abbildung 11-32: Versuch LBV 02

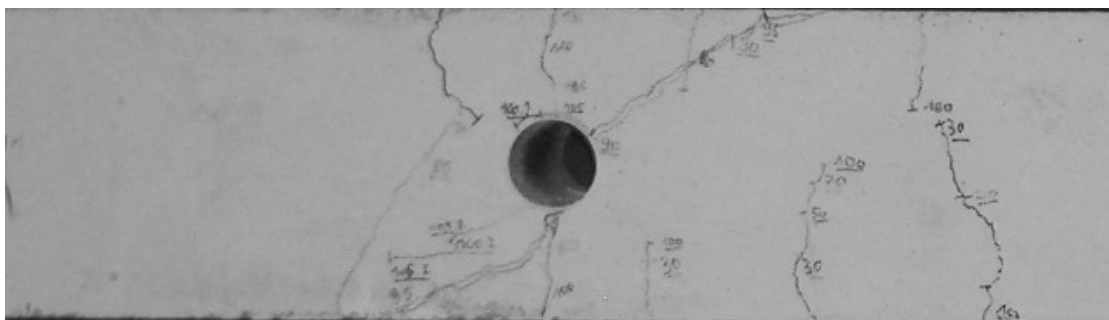


Abbildung 11-33: Versuch LBV 03

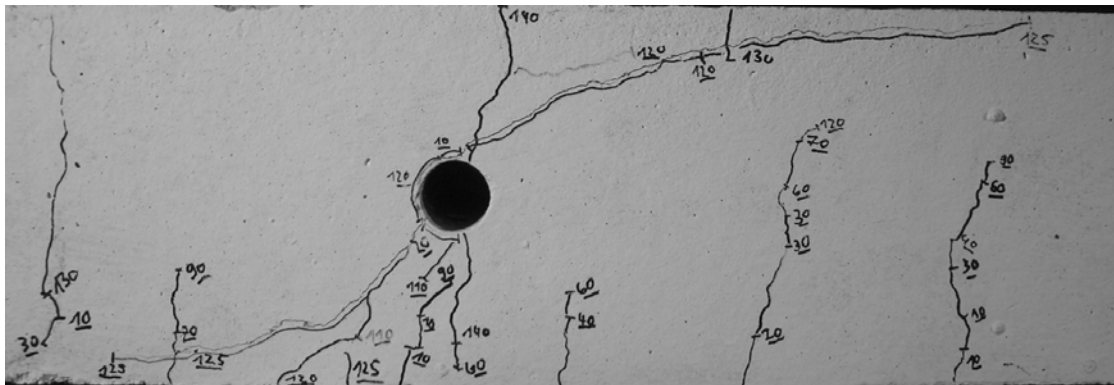


Abbildung 11-34: Versuch LBV 04

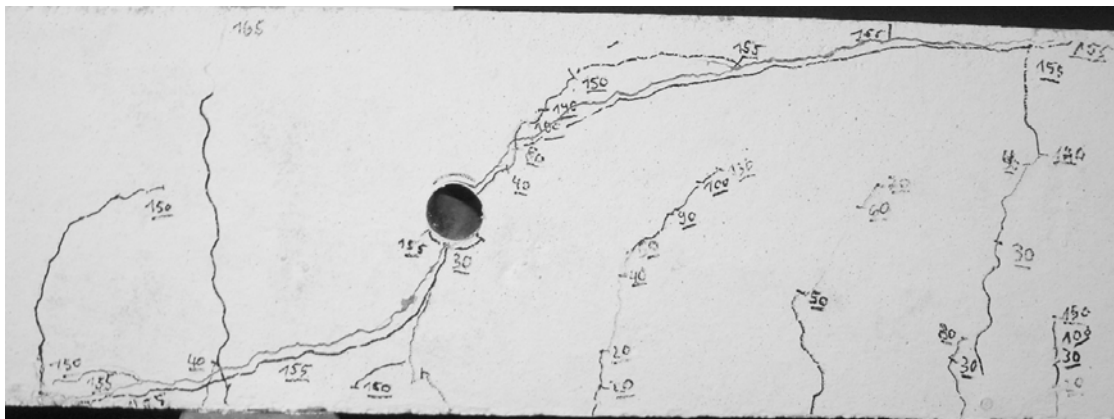


Abbildung 11-35: Versuch LBV 05

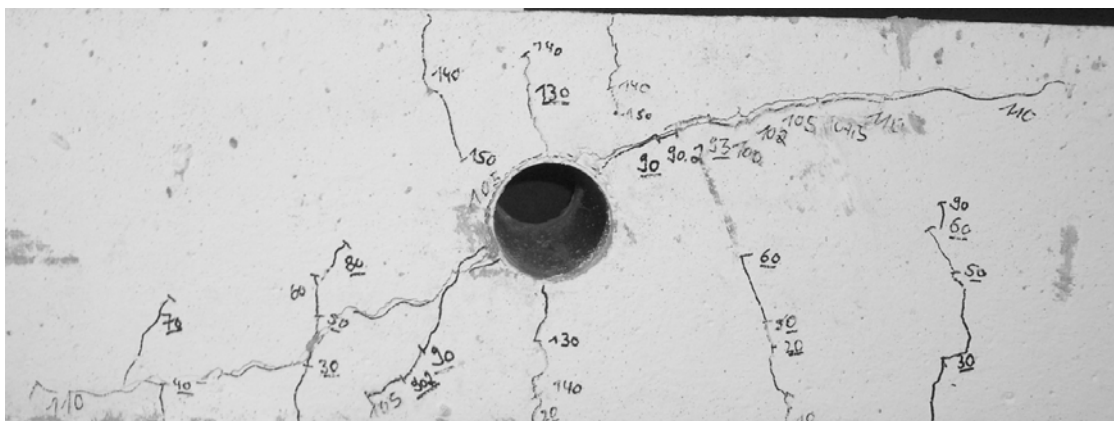


Abbildung 11-36: Versuch LBV 06

### 11.2.5 Versuche mit Momentennullpunkt

Im Folgenden sind die Bruchbilder der durchgeführten Versuche dargestellt.

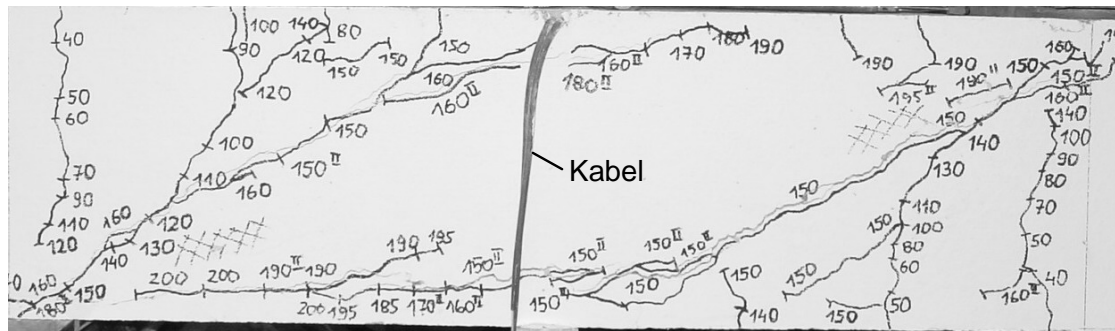


Abbildung 11-37: Versuch T\_323

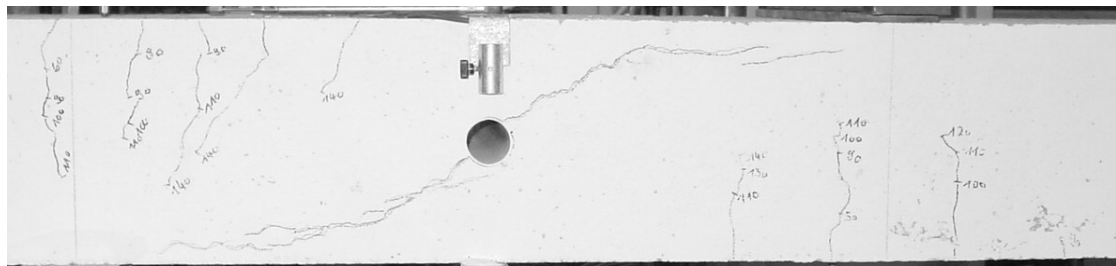


Abbildung 11-38: Versuch T\_324

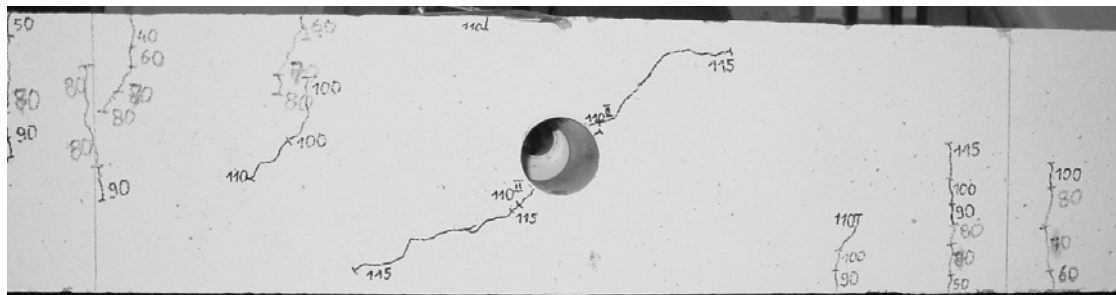


Abbildung 11-39: Versuch T\_325

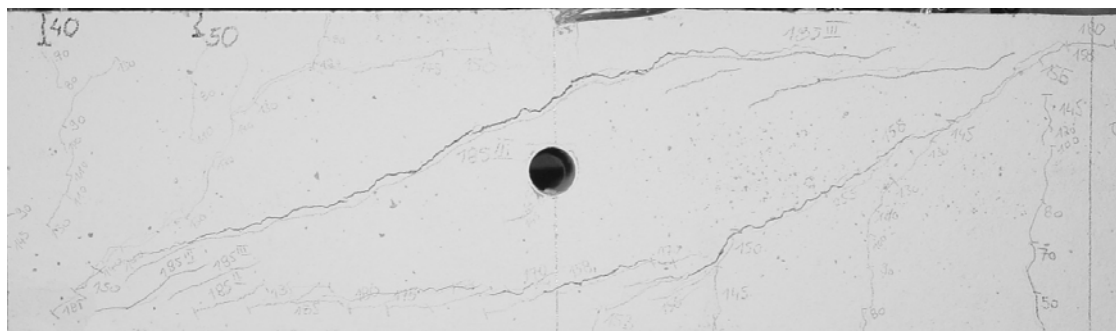


Abbildung 11-40: Versuch T\_326

## 11.2.6 Versuche mit Variation der Lage der Öffnung in Bauteillängsrichtung

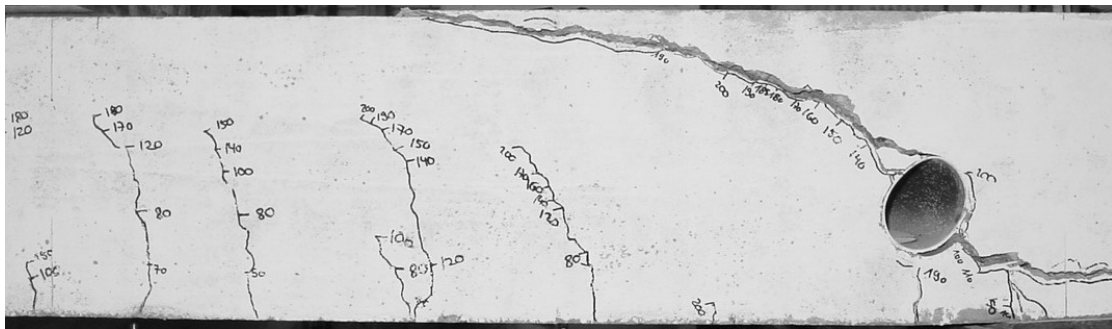


Abbildung 11-41: Versuch T\_316

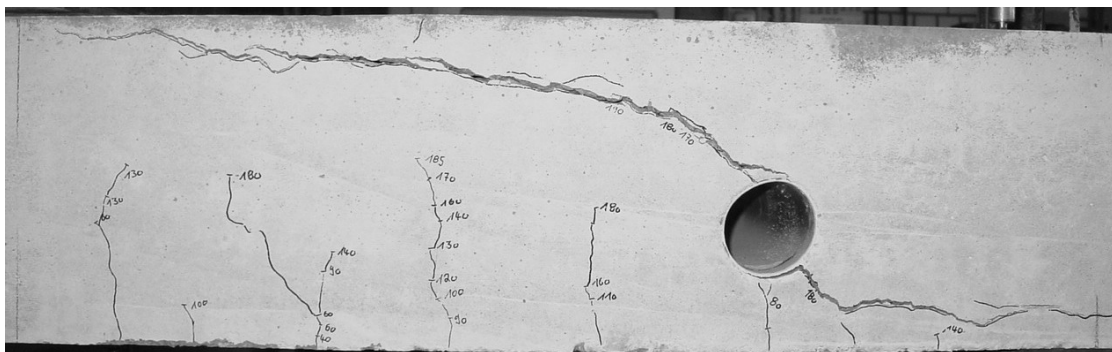


Abbildung 11-42: Versuch T\_317



Abbildung 11-43: Versuch T\_318

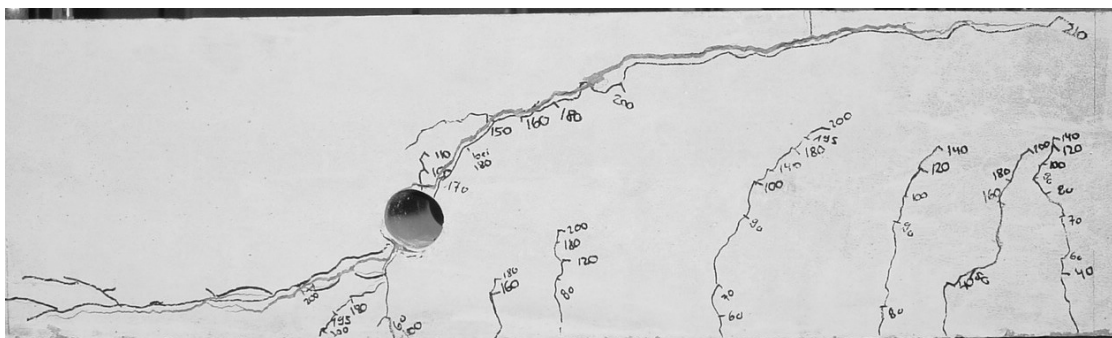


Abbildung 11-44: Versuch T\_319



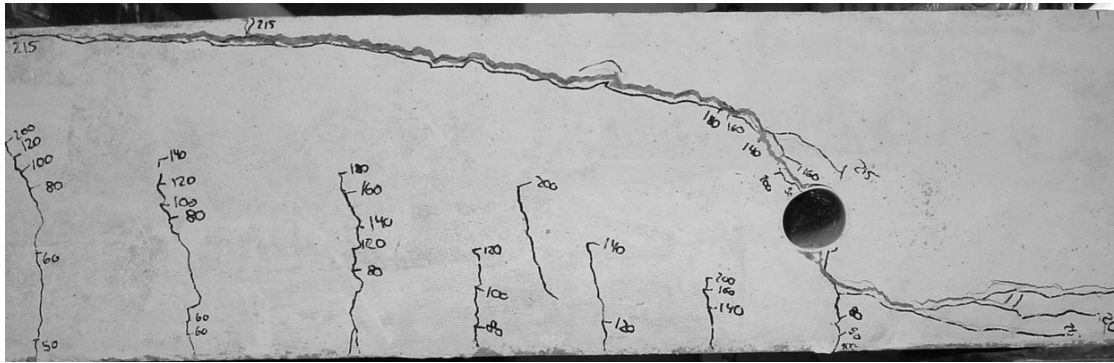


Abbildung 11-45: Versuch T\_320

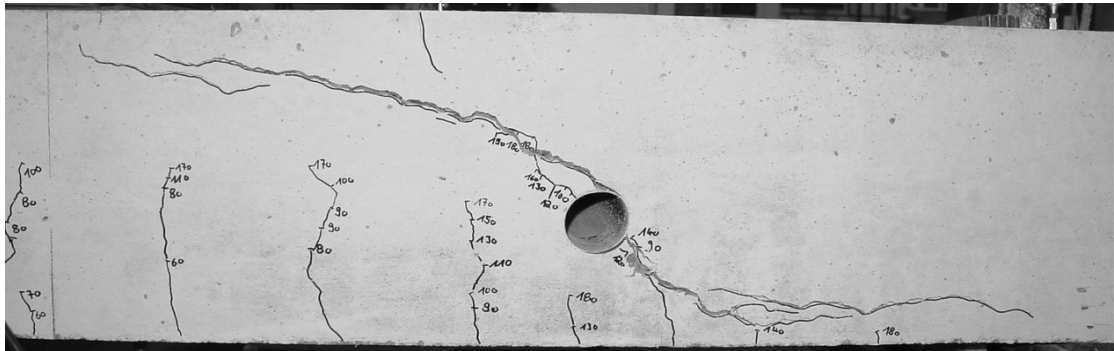


Abbildung 11-46: Versuch T\_321

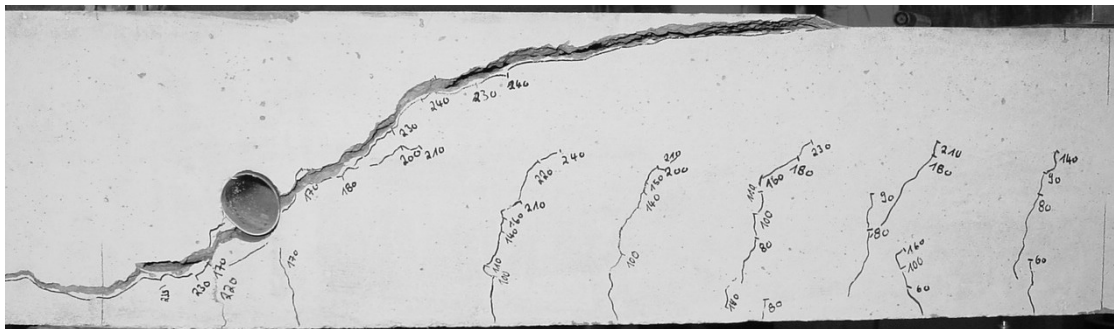


Abbildung 11-47: Versuch T\_322

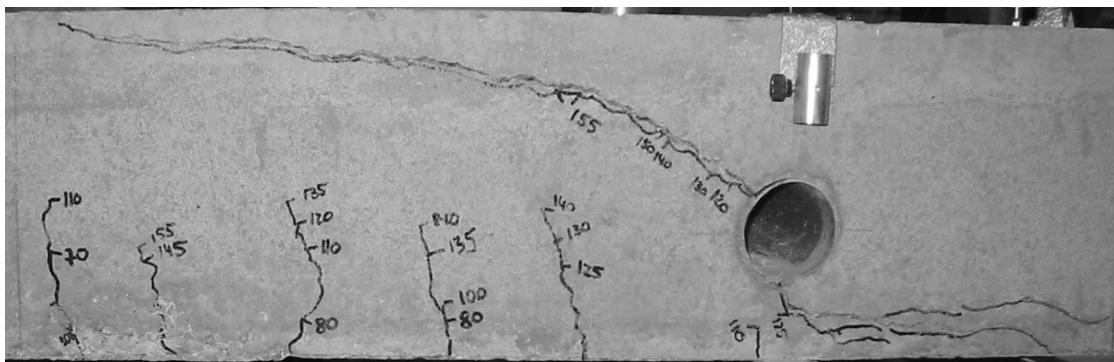


Abbildung 11-48: Versuch T\_327

## 11.3 Versuchsreihe 3

### 11.3.1 Referenzversuche

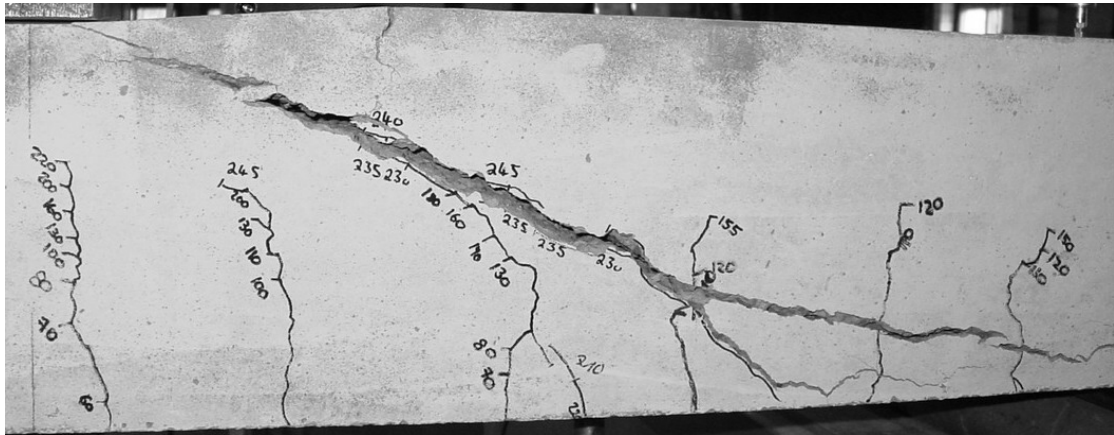


Abbildung 11-49: Versuch T\_302

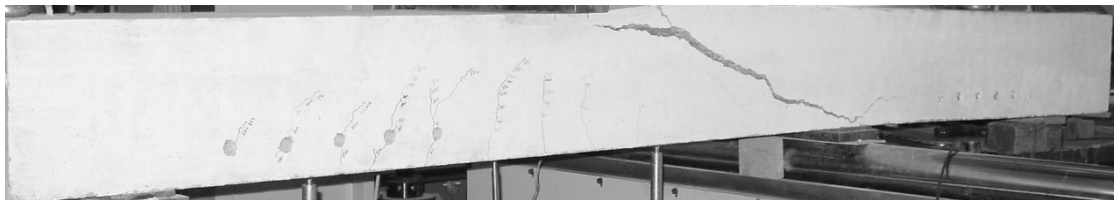


Abbildung 11-50: Versuch T\_303



Abbildung 11-51: Versuch T\_315

### 11.3.2 Versuche mit Gruppenanordnungen von Öffnungen



Abbildung 11-52: Versuch T\_305



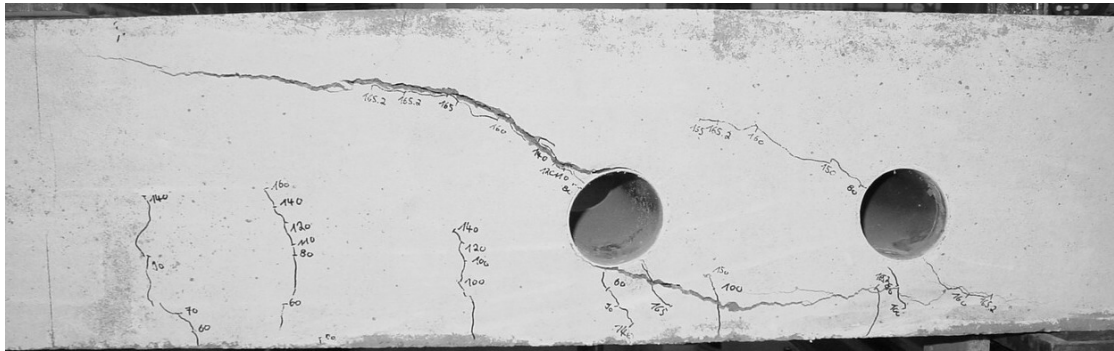


Abbildung 11-53: Versuch T\_306



Abbildung 11-54: Versuch T\_307

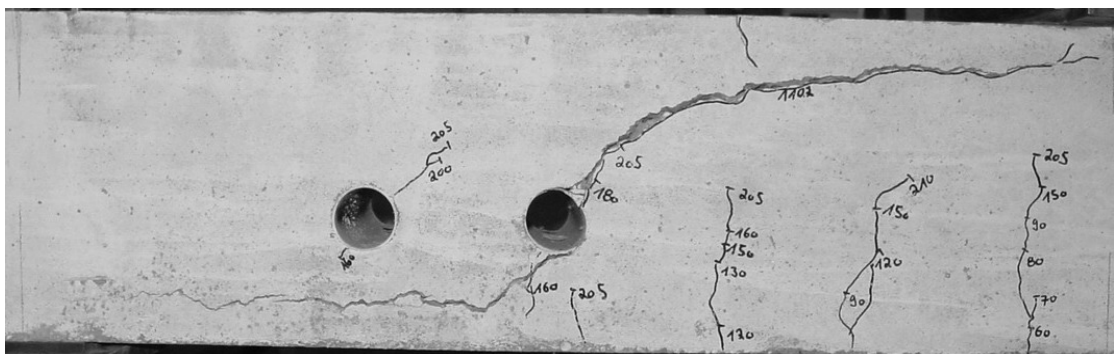


Abbildung 11-55: Versuch T\_308

### 11.3.3 Rechteckige Öffnungen

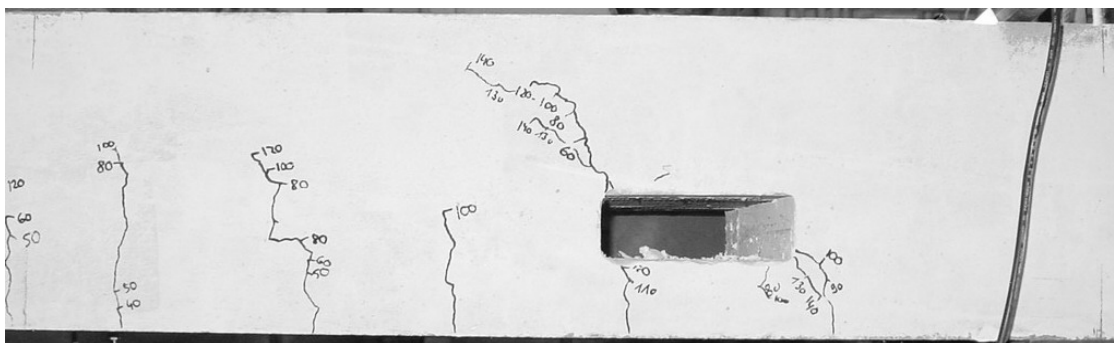


Abbildung 11-56: Versuch T\_309

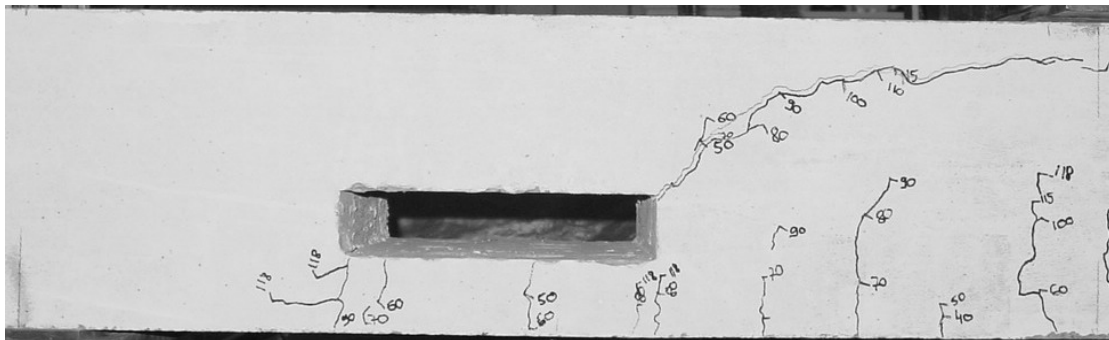


Abbildung 11-57: Versuch T\_310



Abbildung 11-58: Versuch T\_311

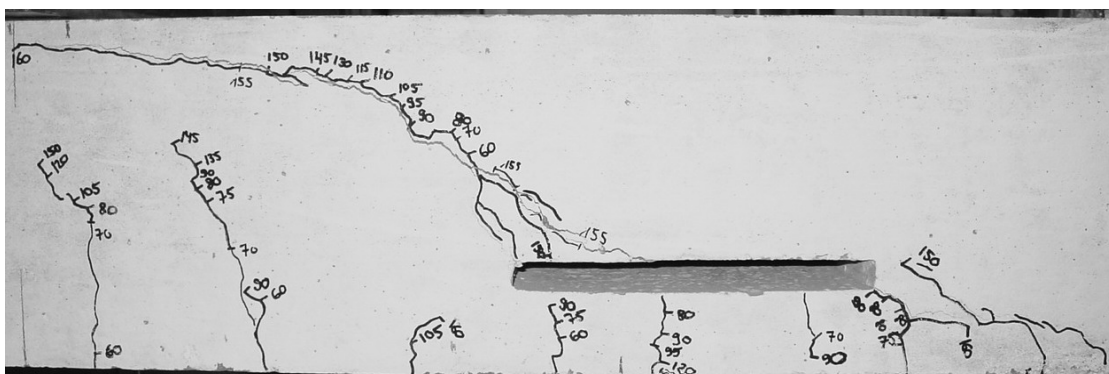


Abbildung 11-59: Versuch T\_312

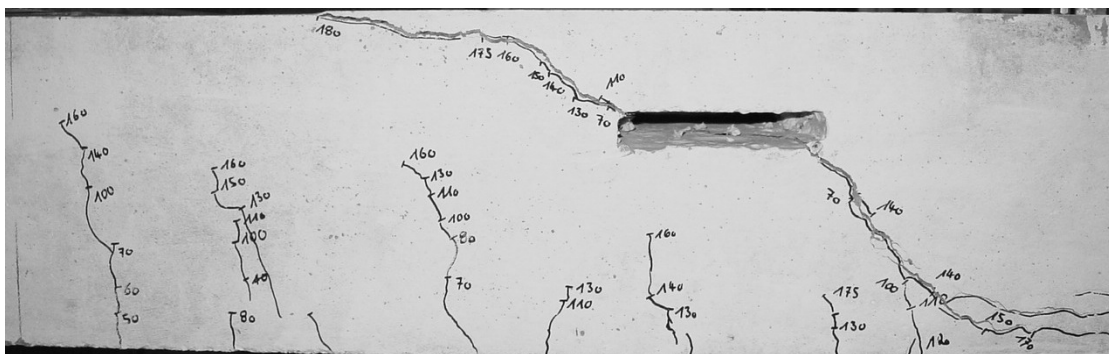


Abbildung 11-60: Versuch T\_313

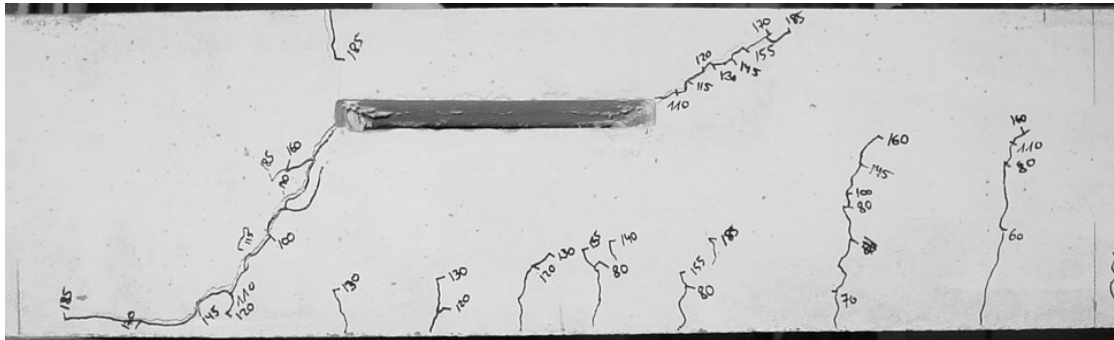


Abbildung 11-61: Versuch T\_314

#### 11.3.4 Versuchsreihe mit Zusatzbewehrung

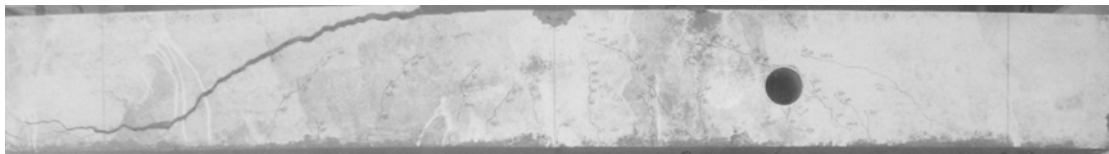


Abbildung 11-62: Versuch T\_228



Abbildung 11-63: Versuch T\_329



Abbildung 11-64: Versuch T\_330

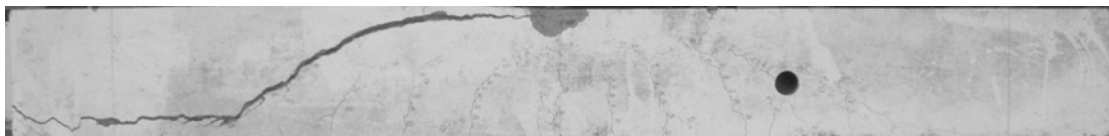


Abbildung 11-65: Versuch T\_331



Abbildung 11-66: Versuch T\_332



Abbildung 11-67: Versuch T\_333



Abbildung 11-68: Versuch T\_334

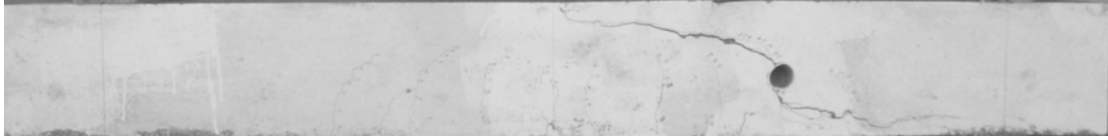


Abbildung 11-69: Versuch T\_335



Abbildung 11-70: Versuch T\_336



Abbildung 11-71: Versuch T\_337

## **Lebenslauf**

### **Persönliche Daten**

Name: Catherina Thiele  
Geboren: am 24. März 1978 in Karlsruhe  
Familienstand: verheiratet  
Staatsangehörigkeit: deutsch

### **Berufliche Laufbahn**

08 / 2002 – 11 / 2002 Ingenieurbüro Thiele GmbH in Pirmasens  
seit 11 / 2002 Wissenschaftliche Mitarbeiterin im Fachgebiet Massivbau und Baukonstruktion (Prof. Dr.-Ing. J. Schnell) an der Technischen Universität Kaiserslautern  
Freie Mitarbeiterin im Ingenieurbüro Thiele, Pirmasens

### **Hochschulausbildung**

10/1997 – 08/2002 Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Kaiserslautern, Schwerpunkt Konstruktiver Ingenieurbau mit den Vertiefungsfächern Massivbau, Statik und Bauinformatik.  
  
Diplomarbeit in Zusammenarbeit mit der Institut für Verbundwerkstoffe GmbH; Thema: "Neuartige Harzinjektionsverfahren zur Herstellung von Faser-Kunststoff-Verbunden bei der Applikation von außenliegender Bewehrung für Betonstrukturen", (Dipl.-Ing. Bauingenieurwesen)  
  
Wissenschaftliche Hilfskraft im Fachgebiet für Technische Mechanik Prof. Dr.- Ing. P. Steinmann (4/1999 – 10/2000)  
  
Wissenschaftliche Hilfskraft im Fachgebiet EDV-gestütztes Entwerfen, Berechnen und Konstruieren im Bauingenieurwesen, Prof. Dr.- Ing. K. Wassermann (6/2001–7/ 2002)  
  
Anerkennungs- und Sonderpreis des AIV Berlin, Schinkelwettbewerb 2001 / 2002  
  
1. Platz beim Traglastwettbewerb des Fachgebiets Technische Mechanik

### **Schulausbildung**

1997 Abitur am Leibniz – Gymnasium Pirmasens